



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**PERENCANAAN ULANG SALURAN SEKUNDER  
BABATAN SURABAYA**

FITRANDA FIRDAUS

NRP : 3113100012

Dosen Pembimbing

Dr. Ir. Wasis Wardoyo. M.Sc.

Jurusan Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2017



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**PERENCANAAN ULANG SALURAN SEKUNDER  
BABATAN SURABAYA**

FITRANDA FIRDAUS

NRP : 3113100012

Dosen Pembimbing

Dr. Ir. Wasis Wardoyo. M.Sc.

Jurusan Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2017



FINAL PROJECT – RC14 – 1501

**RE-DESIGN BABATAN SECONDARY CHANNEL  
IN SURABAYA**

FITRANDA FIRDAUS

NRP : 3113100012

Supervisor

Dr. Ir. Wasis Wardoyo. M.Sc.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

Faculty of Civil Engineering and Planning

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2017

# **PERENCANAAN ULANG SALURAN SEKUNDER BABATAN SURABAYA**

## **TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada

Bidang Studi Hidroteknik  
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

**FITRANDA FIRDAUS**

NRP. 3113100012

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Dr. Ir. Wasis Wardoyo. M. Sc.



**SURABAYA  
JUNI 2017**

## PERENCANAAN ULANG SALURAN SEKUNDER BABATAN SURABAYA

Nama Mahasiswa : Fitrianda Firdaus  
NRP : 3113100012  
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS  
Dosen Pembimbing : Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M., Sc.

### Abstrak

*Kawasan Surabaya Barat terutama daerah Menganti, Babatan UNESA dan Babatan Indah merupakan daerah yang sering terjadi banjir. Hal ini terjadi karena pengalihan tata guna lahan terutama untuk pembangunan pemukiman baru. Pembangunan pemukiman tersebut mengakibatkan limpasan air menuju sistem drainase meningkat dan membuat saluran eksisting tidak dapat menampung air yang mengalir. Terutama di kawasan padat sekitar Saluran Sekunder Babatan.*

*Untuk itu dilaksanakan perencanaan ulang sistem drainase di wilayah Saluran Sekunder Babatan. Perencanaan ulang diawali dengan pengambilan data kondisi eksisting dan data hujan disaluran. Data kondisi eksisting digunakan untuk mengetahui titik-titik genangan dan kapasitas saluran eksisting. Data hujan digunakan untuk mendapatkan debit inflow yang masuk disaluran. Debit inflow dihitung dengan menggunakan analisa hidrologi sedangkan kapasitas eksisting dihitung menggunakan analisa hidrolika. Disaat kapasitas saluran eksisting melebihi debit yang masuk, maka saluran eksisting tidak bermasalah. Jika kapasitas eksisting kecil dari debit yang masuk, akan ada genangan dan ditanggulangi dengan pembangunan kolam tampung dan perbaikan saluran. Pada analisa awal beberapa saluran eksisting tidak dapat menampung debit yang masuk sehingga dilakukan perbaikan untuk daerah saluran tersier dan penambahan kolam tampung di kawasan sekunder. Perencanaan kolam tampung dilengkapi menggunakan tambahan pompa, dan dalam operasional kolam tampung dilengkapi dengan pintu air.*

*Dari hasil analisa didapatkan luas kolam tampung yang didesain sebesar 40 m x 400 m x 1.8 m. Kolam tampung juga didesain dilengkapi dengan 2 pompa dengan kecepatan 1 m<sup>3</sup>/dtk dan 1.5 m<sup>3</sup>/dtk. Pintu air direncanakan memiliki lebar 2.2 m, tinggi 1.2 m dan tinggi bukaan 0.47 m.*

**Kata kunci :** Drainase, Genangan, Kolam Tampung, Pintu Air, Pompa, Saluran Eksisting, Saluran Sekunder Babatan

## **RE-DESIGN BABATAN SECONDARY CHANNEL IN SURABAYA**

**Student Name** : Fitranda Firdaus  
**ID Number** : 3113100012  
**Department** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Supervisor** : Dr. Ir. Wasis Wardoyo. M. Sc.

### **Abstract:**

In western Surabaya area usually consists of floods especially in Meganti, babatan unesa, and babatan indah. This happens because of the diversion of land use for the construction of new residential. The residential construction caused the water to the drainage system improved and made eksisting channel can't accommodate the water flow, especially around the Secondary Channel of babatan area.

To re-planning drainage systems was carried out in Secondary Channel of babatan area. Re-planning begins with collecting existing condition data and rainfall data for each channel. existing condition data is used to determine the point of inundation and capacity of existing channels. Rain data is used to obtain the rate of inflow that goes in the channel. Rate of inflow is calculated by using hydrological analysis while the existing capacity is calculated using hydraulics analysis. While the existing channel capacity exceeds the incoming discharge, the existing channel is not problematic. If the existing small capacity of the incoming discharge, there will be puddles and overcome by the construction of a pool of containers and repair channels. In the initial analysis some existing channels can not accommodate incoming discharge so that the improvement for the tertiary channel area and the addition of a container pond in the secondary area. Planning of the pool is equipped with additional pumps, and in the operation of the pond is equipped with a water gate.

From the analysis result, it is found that the designated pond area is 40 m x 400 m x 1.8 m. The storage pool is also designed with 2 pumps with a speed of 1 m<sup>3</sup>/s and 1.5 m<sup>3</sup>/s. The planned water gate has a width of 2.2 m, height 1.2 m and aperture height of 0.47 m.

Keywords: Drainage, Puddle, Pool, Water Gate, Pump, Existing Channel, Secondary Channel Babatan.



## **KATA PENGANTAR**

Dengan mengucapkan Puji Syukur kami panjatkan kepada Allah SWT atas segala rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir dengan judul “PERENCANAAN ULANG SALURAN SEKUNDER BABATAN”.

Penulis menyadari bahwa Proposal Tugas Akhir ini tidak akan mampu diselesaikan tanpa arahan, bantuan, bimbingan serta dukungan dari banyak pihak. Untuk itu, penulis mengucapkan terima kasih kepada :

1. Bapak Dr. Ir. Wasis Wardoyo. M. Sc. selaku dosen Pembimbing TA yang telah memberikan arahan dan bimbingannya dalam proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini
2. Seluruh civitas akademika di Jurusan Teknik Sipil yang memberikan motivasi dan bantuan selama proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini
3. Orang tua dan keluarga yang selalu senantiasa memberikan doa dan support kepada penulis
4. Rekan-rekan di Lab, NASDEQ, Andriana, dan seluruh teman yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu atas bantuannya dalam mengerjakan Tugas Akhir ini.

Pembuatan laporan Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan, besar harapan dari penulis untuk menerima kritik dan saran yang berguna untuk perbaikan di masa mendatang. Semoga laporan Tugas Akhir ini bermanfaat.

Surabaya, Juli 2017

Penulis



## DAFTAR ISI

	Halaman
<b>HALAMAN PENGESAHAN</b> .....	ii
<b>ABSTRAK</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	vii
<b>DAFTAR ISI</b> .....	ix
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	xi
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	xiii
<b>BAB I PENDAHULUAN</b>	
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	2
1.3 Tujuan .....	2
1.4 Batasan Masalah .....	3
1.5 Manfaat .....	3
1.6 Peta Lokasi .....	4
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b>	
2.1 Analisis Hidrologi .....	5
2.1.1 Penentuan Hujan Wilayah .....	5
2.1.2 Analisis Hujan Rencana .....	6
2.1.2.1 Periode Ulang .....	7
2.1.2.2 Analisis Distribusi Frekuensi.....	8
2.1.2.3 Uji Kecocokan Parameter Distribusi .....	17
2.1.3 Analisis Debit Banjir .....	21
2.1.3.1 Perhitungan Intensitas Hujan .....	21
2.1.3.2 Perhitungan Waktu Konsentrasi (Tc) .....	22
2.1.3.3 Koefisien Pengaliran (C) .....	24
2.2 Analisis Hidrolika .....	25
2.2.1 Pendahuluan .....	25
2.2.2 Perencanaan Saluran Drainase .....	26
2.2.2.1 Pemilihan Bentuk Penampang .....	26

2.2.2.2 Perhitungan Dimensi Saluran .....	28
2.2.2.3 Kecepatan Aliran di Dalam Saluran .....	31
2.2.2.4 Menentukan Kedalaman Aliran Saluran .....	32
2.2.2.5 Tinggi Jagaan .....	33
2.2.3 Analisis Profil Muka Air .....	34
<b>BAB III METODOLOGI</b>	
3.1 Tinjauan Lapangan .....	39
3.2 Perumusan Masalah .....	39
3.3 Studi Literatur .....	39
3.4 Pengumpulan Data .....	39
3.4.1 Data Spasial .....	39
3.4.2 Data Sistem Drainase Eksiting .....	40
3.4.3 Data Hidrologi .....	40
3.4.4 Data Hidrolika .....	40
3.5. Pengolahan Data .....	41
3.5.1 Analisa Hidrologi .....	41
3.5.2 Analisa Hidrolika .....	42
3.6 Perhitungan Kolam Tampung .....	42
3.7 Perhitungan Penampungan Baru .....	42
3.8 Kesimpulan dan Saran .....	42
3.9 Alur Penelitian .....	43
<b>BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN</b>	
4.1 Analisis Hidrologi .....	45
4.1.1 Penentuan Hujan Wilayah .....	45
4.1.2 Analisis Distribusi Curah Hujan Maksimum Harian Rencana.....	47
4.1.3 Uji Kecocokan Parameter Distribusi .....	56
4.1.3.1 Uji Chi-Kuadrat .....	56
4.1.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov .....	59
4.1.4 Analisa Debit Banjir Rencana (Q) .....	61
4.1.4.1 Perhitungan Waktu Aliran .....	61

4.1.4.2 Perhitungan Koefisien Pengaliran (C) .....	68
4.1.4.3 Perhitungan Intensitas Hujan (I) .....	70
4.1.4.4 Perhitungan Debit Banjir (Q) .....	72
4.2 Analisis Hidrolika Tahap Evaluasi .....	80
4.2.1 Perhitungan Saluran Eksiting .....	81
4.3 Evaluasi Saluran Sekunder Babatan .....	85
4.4 Analisis Hidrolika Tahap Perencanaan.....	86
4.4.1 Perencanaan Sistem Drainase Tersier .....	87
4.4.2 Perencanaan Sistem Drainase Sekunder Babatan .....	89
4.4.3 Perhitungan Dimensi Saluran Inflow Kolam Tampung .....	90
4.4.4 Analisis Kolam Tampung .....	92
4.4.5 Penentuan Muka Air Kolam Tampung .....	96
4.4.6 Analisis Pompa .....	96
4.4.7 Perhitungan Saluran <i>Outflow</i> Kolam dan Pintu .....	100
4.4.8 Pengoperasian Kolam Tampung .....	102
4.4.8 Perhitungan Dimensi Saluran Sekunder Babatan Baru .....	103
4.4.9 Profil Muka Air Hilir Saluran UNESA .....	104
<b>BAB V KESIMPULAN</b>	
5.1 Kesimpulan .....	105
5.2 Saran .....	105
<b>DAFTAR PUSTAKA</b> .....	107
<b>LAMPIRAN</b> .....	109
<b>BIODATA PENULIS</b> .....	120



## DAFTAR GAMBAR

	Halaman
<b>Gambar 1.1</b> Peta Lokasi Saluran.....	4
<b>Gambar 2.1</b> Mengukur tinggi curah hujan dengan polygon Thiessen .....	6
<b>Gambar 2.2</b> Penampang bentuk trapesium .....	27
<b>Gambar 2.3</b> Penampang bentuk persegi.....	28
<b>Gambar 2.4</b> Sket definisi untuk perhitungan aliran tidak seragam, metode tahapan langsung .....	34
<b>Gambar 2.5</b> M.A. hilir lebih rendah dari posisi hn .....	36
<b>Gambar 2.6</b> M.A. hilir lebih rendah dari posis hc.....	36
<b>Gambar 2.7</b> Profil M1 di hilir .....	37
<b>Gambar 2.8</b> Profil M2 di hilir .....	37
<b>Gambar 3.1</b> <i>Flowchart</i> metodologi pengerjaan tugas akhir...	43
<b>Gambar 4.1</b> Gambar luas daerah pengaruh stasiun hujan .....	47
<b>Gambar 4.2</b> Grafik Hidrograf T1 .....	74
<b>Gambar 4.3</b> Skema Jaringan Saluran Sekunder Babatan .....	75
<b>Gambar 4.4</b> Grafik Hidrograf T10 .....	77
<b>Gambar 4.5</b> Grafik Hidrograf T9 .....	77
<b>Gambar 4.6</b> Grafik Hidrograf Superposisi S10.....	79
<b>Gambar 4.7</b> Data Potongan Saluran Sekunder Babatan.....	80
<b>Gambar 4.9</b> Data Potongan Saluran Sekunder Babatan Potngan G .....	81
<b>Gambar 4.10</b> Peta lokasi saluran UNESA dan potongan saluran .....	87
<b>Gambar 4.11</b> Skema Drainase sekunder Babatan tahap perencanaan .....	89
<b>Gambar 4.12</b> Lokasi Perencanaan Kolam Tampung.....	92
<b>Gambar 4.13</b> Grafik Hidrograf Kolam Tampung $t_d=2\text{jam}9$ ....	4
<b>Gambar 4.14</b> Volume Kolam Tampung kondisi $t_d= 2\text{jam}$ .....	96
<b>Gambar 4.15</b> Volume Kolam Tampung dan Pompa.....	99
<b>Gambar 4.16</b> Profil Muka Air di hilir saluran.....	103





## DAFTAR TABEL

	Halaman
<b>Tabel 2.1</b> Periode ulang (tahun) untuk perencanaan saluran kota .....	7
<b>Tabel 2.2</b> Nilai variabel reduksi Gauss .....	10
<b>Tabel 2.3</b> Nilai $K_T$ untuk distribusi Log Pearson III .....	12
<b>Tabel 2.4</b> Nilai <i>Reduced Variate</i> ( $Y_{Tr}$ ) .....	15
<b>Tabel 2.5</b> Nilai <i>Reduced Mean</i> ( $Y_n$ ) .....	16
<b>Tabel 2.6</b> Nilai <i>Reduced Standard Deviation</i> ( $S_n$ ) .....	16
<b>Tabel 2.7</b> Nilai kritis untuk uji Chi-Kuadrat .....	18
<b>Tabel 2.8</b> Nilai Kritis $D_0$ Smirnov-Kolmogorov .....	20
<b>Tabel 2.9</b> Harga koefisien hambatan, $n_d$ .....	23
<b>Tabel 2.10</b> Koefisien pengaliran $C$ .....	24
<b>Tabel 2.11</b> Koefisien kekasaran Manning ( $n$ ) .....	29
<b>Tabel 2.12</b> Kecepatan maksimum aliran .....	31
<b>Tabel 2.13</b> Tinggi jagaan berdasarkan jenis saluran .....	33
<b>Tabel 4.1</b> Data hujan harian maksimum .....	45
<b>Tabel 4.2</b> Periode ulang (tahun) untuk perencanaan saluran kota .....	47
<b>Tabel 4.3</b> Perhitungan data curahan hujan maksimum Normal dan Gumbel .....	49
<b>Tabel 4.4</b> Perhitungan data curah hujan maksimum Log-Normal dan Log-Pearson III .....	53
<b>Tabel 4.5</b> Syarat parameter statistik .....	55
<b>Tabel 4.6</b> Rekap $C_s$ dan $C_k$ perhitungan distribusi .....	56
<b>Tabel 4.7</b> Perhitungan interval kelas .....	58
<b>Tabel 4.8</b> Uji Chi-Kuadrat metode Normal .....	59
<b>Tabel 4.9</b> Perhitungan sebaran Smirnov-Kolmogorov .....	60
<b>Tabel 4.10</b> Perhitungan $t_0$ Saluran Tersier .....	63
<b>Tabel 4.11</b> Perhitungan $t_0$ Saluran Sekunder .....	63
<b>Tabel 4.12</b> Perhitungan $t_f$ Saluran Tersier .....	65
<b>Tabel 4.13</b> Perhitungan $t_f$ Saluran Sekunder .....	66
<b>Tabel 4.14</b> Perhitungan $t_c$ Saluran Tersier .....	67

<b>Tabel 4.15</b>	Perhitungan $t_c$ Saluran Sekunder .....	67
<b>Tabel 4.16</b>	Nilai C dan Luas DAS saluran Tersier .....	68
<b>Tabel 4.17</b>	Nilai C dan Luas DAS saluran Sekunder.....	69
<b>Tabel 4.18</b>	Intensitas Hujan pada Saluran Tersier .....	70
<b>Tabel 4.19</b>	Intensitas Hujan pada Saluran Sekunder .....	71
<b>Tabel 4.20</b>	Tabel Hidrograf saluran Babatan Mukti 1 .....	73
<b>Tabel 4.21</b>	Perhitungan I dan $Q_{\text{Hidrologi}}$ .....	74
<b>Tabel 4.22</b>	Tabel Hidrograf T10.....	76
<b>Tabel 4.23</b>	Tabel Hidrograf T9.....	76
<b>Tabel 4.24</b>	Tabel Hidrograf Superposisi S12.....	78
<b>Tabel 4.25</b>	Perhitungan Debit Outlet Saluran Sekunder Babatan .....	80
<b>Tabel 4.26</b>	Perhitungan Q Hidrolika saluran tersier .....	83
<b>Tabel 4.27</b>	Perhitungan Q Hidrolika saluran sekunder.....	84
<b>Tabel 4.28</b>	Perhitungan Evaluasi saluran Sekunder UNESA .	85
<b>Tabel 4.29</b>	Perencanaan Saluran Tersier.....	88
<b>Tabel 4.30</b>	Cara <i>trial and error</i> pada perhitungan saluran T10 .....	91
<b>Tabel 4.31</b>	Cara <i>trial and error</i> pada perhitungan saluran T9.....	91
<b>Tabel 4.32</b>	Hidrograf T10 .....	93
<b>Tabel 4.33</b>	Hidrograf T9 .....	93
<b>Tabel 4.34</b>	Hidrograf Superposisi Kolam Tampung.....	93
<b>Tabel 4.35</b>	Perhitungan Volume Limpasan pada kondisi $t_d=2\text{jam}$ .....	95
<b>Tabel 4.36</b>	Perhitungan pengoperasian pompa .....	98
<b>Tabel 4.37</b>	Pengoperasian Kolam Tampung dengan Pintu Air dan Pompa.....	102
<b>Tabel 4.38</b>	Perhitungan Dimensi Saluran Sekunder Babatan Baru.....	103



## **BAB I**

### **PENDAHULUAN**

#### **1.1 Latar Belakang**

Kawasan Surabaya Barat terutama pada perempatan Jalan Raya Menganti dengan Jalan Raya Babatan UNESA dan Jalan Babatan Indah merupakan daerah yang sering terjadi banjir, hal ini terjadi karena semakin banyak perubahan tata guna lahan untuk pemukiman yang membuat limpasan air menuju saluran drainase meningkat dan tidak dapat menahan debit yang masuk.

Saluran Sekunder Babatan memiliki hulu dari Saluran Tersier Lingkar Dalam dan hilir menuju Saluran Primer Kedurus. Saluran-saluran yang memasuki Saluran Sekunder Babatan terlihat pada gambar 1.1 dengan penjelasan sebagai berikut:

1. Saluran Tersier Babatan Mukti 1
2. Saluran Tersier Babatan Mukti 15
3. Saluran Tersier Babatan Mukti 16
4. Saluran Tersier Menganti Karanganyar
5. Saluran Tersier Babatan 1
6. Saluran Tersier Babatan 2
7. Saluran Tersier Babatan 3
8. Saluran Tersier Babatan 4
9. Saluran Tersier Babatan 5
10. Saluran Tersier Lingkar Dalam
11. Waduk UNESA.

Dari perincian diatas Saluran Sekunder Babatan menjadi pertemuan saluran-saluran tersier dan membuat kapasitas eksisting Saluran Sekunder Babatan menjadi besar. Perubahan tata guna lahan untuk pemukiman juga membuat lahan yang digunakan menjadi terbatas, jika kapasitas eksisting tidak sesuai dengan debit yang terjadi maka akan mengakibatkan banjir terutama pada musim penghujan dengan intensitas hujan yang tinggi. Akibatnya terjadi genangan yang tinggi mengakibatkan kerugian di daerah sekitar baik pemukiman maupun kerusakan pada saluran tersebut.

Permasalahan banjir yang terjadi jika dibiarkan terus menerus akan merugikan banyak pihak sehingga diperlukan adanya tindakan terutama pada sistem drainase Saluran Sekunder Babatan, baik tinjauan ulang terhadap Sistem Drainase Master Plan (SDMP) yang sudah ada seperti penambahan fasilitas drainase yang dibutuhkan dalam pengelolaan dengan memperbaiki jaringan drainase yang ada ataupun melakukan pembuatan prasarana drainase seperti penambahan kolam tampung atau penambahan saluran eksisting agar tidak membebani Saluran Sekunder Babatan dan tidak menyebabkan genangan pada kawasan tersebut. Maka dari penulis membuat Tugas Akhir dengan judul “Perencanaan Ulang Saluran Sekunder Babatan Surabaya”.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Dari latar belakang diatas, rumusan masalah yang akan dibahas dalam tugas akhir ini adalah :

1. Bagaimana kondisi *existing* sistem drainase yang ada pada Saluran Sekunder Babatan ?
2. Berapakah kapasitas Saluran Sekunder Babatan yang dibutuhkan agar tidak terjadi genangan ?
3. Berapakah dimensi kolam tampung atau saluran tambahan yang diperlukan untuk penanganan banjir di saluran Sekunder Babatan?

## **1.3 Tujuan**

Adapun tujuan dari tugas akhir ini meliputi :

1. Menganalisa dan mengevaluasi kondisi *existing* sistem drainase yang ada pada Saluran Sekunder Babatan.
2. Menganalisa kapasitas Saluran Sekunder Babatan yang dibutuhkan agar tidak terjadi genangan.
3. Menghitung dimensi kolam tampung atau saluran tambahan yang diperlukan untuk penanganan banjir di saluran Sekunder Babatan.

#### **1.4 Batasan Masalah**

Batasan masalah dari tugas akhir ini meliputi:

1. Tidak membahas tentang debit dari limbah rumah tangga.
2. Tidak melakukan analisis ekonomi.
3. Tidak melakukan analisis kekuatan struktur dan metode pelaksanaan untuk fasilitas drainase yang nantinya diperlukan.
4. Hanya memperhitungkan debit outlet dan tinggi muka air di saluran primer Kedurus.

#### **1.5 Manfaat**

Tugas akhir ini dapat memberikan manfaat dalam mengatasi masalah banjir yang ada di wilayah Saluran Sekunder Babatan.

## 1.6 Peta Lokasi

Peta pelaksanaan terdapat pada gambar berikut:



1.1 Gambar Peta Lokasi Saluran (sumber : Google)

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Analisis Hidrologi**

##### **2.1.1 Penentuan Hujan Wilayah**

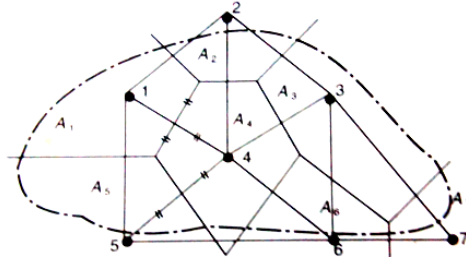
Disaat terdapat lebih dari satu stasiun hujan diperlukan pengukuran untuk menentukan hujan rata-rata pada daerah tersebut, perhitungan yang dapat dilakukan adalah dengan 3 cara yaitu metode aritmatik, metode polygon Thiessen, dan metode isohyet (*Bambang Triatmodjo, 2014*).

Dalam penulisan tugas Proposal Tugas Akhir ini, penentuan hujan wilayah hanya menggunakan metode poligon Thiessen. Metode ini berdasarkan kan dari rata-rata timbang (*weight average*) atau memasukkan faktor pengaruh daerah yang diwakili oleh stasiun penakar hujan, masing-masing penakar hujan mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan menggambarkan polygon-poligon yang tegak lurus terhadap garis penghubung dua stasiun (*Soemarto, 1999*).

Pembentukan polygon Thiessen adalah sebagai berikut :

- a. Gambarkan stasiun penakar hujan pada peta DAS (daerah aliran sungai) yang ditinjau, dan stasiun hujan diluar DAS yang berdekatan.
- b. Hubungkan stasiun-stasiun tersebut dengan garis lurus sehingga membentuk segitiga-segitiga
- c. Buat garis berat pada masing-masing sisi segitiga
- d. Garis baru inilah merupakan batas daerah pengaruh masing-masing penakaran hujan. (lihat gambar 2.1)





Gambar 2.1 Mengukur tinggi curah hujan dengan polygon Thiessen  
(Sumber : Soemarto, 1999)

Hujan rata-rata daerah aliran dapat dihitung sebagai berikut:

$$d = \frac{(A_1 \cdot d_1 + A_2 \cdot d_2 + A_3 \cdot d_3 + \dots + A_n \cdot d_n)}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \quad (2.1)$$

atau:

$$d = \sum_{i=1}^n \frac{A_i \cdot d_i}{A} \quad (2.2)$$

dimana : A = Luas areal

d = tinggi curah hujan rata-rata areal

$d_i$  = tinggi curah hujan pada stasiun i

$A_i$  = luas daerah pengaruh stasiun i

### 2.1.2 Analisis Hujan Rencana

Dalam merencanakan suatu bangunan air atau merancang proyek-proyek Pengembangan Sumber Air (PSA) dipakai suatu tingi hujan tertentu sebagai dasar untuk menentukan dimensi suatu bangunan. Hal ini dilakukan karena hujan akan menyebabkan alira permukaan yang nantinya lewat bangunan yang direncanakan, dalam Proposal Tugas Akhir ini seperti perencanaan dimensi saluran dan kolam tamping. Hujan yang dipakai dasar design bangunan disebut sebagai tinggi hujan rencana (*Umboro Lasminto, 2010*).

Curah hujan yang direncanakan akan digunakan untuk menghitung intensitas hujan dan mengestimasi debit perencanaan bangunan. Untuk perencanaan drainase tertentu

data hujan yang diperlukan tidak hanya data hujan harian, tetapi distribusi per/jam atau per/menit serta pengaruh periode ulang (return period) yang digunakan. Hal ini akan membuat pemilihan data hujan harus memenuhi distribusi yang dibutuhkan dan harus sesuai dengan fungsi saluran dan tangkapan hujan yang dikeringkan.

### 2.1.2.1 Periode Ulang

Periode ulang adalah kemungkinan terjadi atau dilampauinya suatu tinggi hujan tertentu dalam massa tertentu pula, atau disebut dengan massa ulang (return periode). Hujan dengan tinggi tertentu disamai atau di lampau 5 kali dalam pengamatan data selama 50 tahun, ini berarti tinggi hujan tersebut rata-rata mempunyai frekuensi atau periode ulang sekali dalam 10 tahun (*Umbara Lasminto, 2010*).

Rekomendasi periode ulang untuk desain banjir dan genangan dapat dilihat pada tabel berikut ini:

**Tabel 2.1** Periode ulang (tahun) untuk perencanaan saluran kota

No.	Distribusi	PUH (Tahun)
<b>1</b>	Saluran Tersier	
	Resiko Kecil	2
	Resiko Besar	5
<b>2</b>	Saluran Sekunder	
	Resiko Kecil	5
	Resiko Besar	10
<b>3</b>	Saluran Primer (Induk)	
	Resiko Kecil	10
	Resiko Besar	25
	Atau :	
	Luas DAS (25-50)Ha	5
	Luas DAS (50-100)Ha	(5-10)
	Luas DAS (100-1300)Ha	(10-25)
	Luas DAS (1300-6500)Ha	(25-50)

(Sumber : Fifi Sofia, 2006)

### 2.1.2.2 Analisis Distribusi Frekuensi

Ketidakpastian terhadap besar debit yang harus direncanakan ataupun keperluan penyediaan air di masa mendatang membuat dibutuhkan analisa ilmu statistika untuk menentukan debit andalan dan debit perencanaan, salah satunya adalah dengan melakukan analisa distribusi probabilitas. Distribusi adalah data yang dapat disusun menurun besarnya sedangkan probabilitas adalah perbandingan antara banyaknya kejadian terhadap jumlah yang mungkin dan tidak mungkin (berpeluang dan yang tidak berpeluang atau yang terjadi atau yang tidak terjadi) (Soemarto, 1999).

Analisis data hidrologi diperlukan ukuran numerik yang menjadi ciri data tersebut, sembarang nilai yang menjadi susunan data disebut parameter. Parameter yang digunakan dalam analisa dari suatu variabel disebut parameter seperti nilai mean, modus dan median. Pengukuran parameter statistic yang digunakan dalam analisa hidrologi meliputi range, varians, standart deviasi, momen, asimetri (kepengcengan atau skewness), dan kurtosis (runcing atau puncak ) (Bambang Triatmojo, 2014).

Berikut ini empat jenis distribusi curah hujan maksimum harian rencana yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini:

#### a. Distribusi Normal

Distribusi Normal atau kurva normal disebut juga Distribusi Gauss. Sri Harto (1993) memberikan sifat-sifat distribusi normal yaitu nilai koefisien kemencengan (*skewness*) sama dengan nol ( $C_s = 0$ ) dan nilai koefisien kurtosis bernilai 3 ( $C_k = 3$ )

Langkah-langkah perhitungan distribusi normal sebagai berikut:

1. Menyusun data-data curah hujan dari terbesar ke terkecil.
2. Menghitung harga curah hujan rata-rata :

$$\bar{X} = \frac{x_1 + x_2 + x_3 + \dots + x_n}{n} \quad (2.3)$$

atau

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (2.4)$$

3. Menghitung harga standart deviasi data hujan:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2} \quad (2.5)$$

4. Menghitung harga koefisien variasi data hujan

$$C_v = \frac{S}{\bar{x}} \quad (2.6)$$

5. Menghitung harga kefisien kemencengan (skewness) data hujan

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^3 \quad (2.7)$$

6. Menghitung harga koefisien kurtosis data hujan

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^4 \quad (2.8)$$

7. Menghitung distribusi normal

$$X_T = \bar{X} + K_T S \quad (2.9)$$

Dimana:

$$K_T = \frac{X_T - \bar{X}}{S} \quad (2.10)$$

Keterangan :

$\bar{X}$  = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan

S = Deviasi standart nilai variant

$K_T$  = Faktor frekwensi.

Nilai factor frekwensi  $K_T$  dapat dinilai pada table 2.2 yang dbiasanya digunakan sebagai table variabel reduksi Gauss.

**Tabel 2.2** Nilai variabel reduksi Gauss

NO.	Periode Ulang, T (tahun)	Peluang	$K_T$
1	1.001	0.999	-3.05
2	1.005	0.995	-2.58
3	1.010	0.99	-2.33
4	1.050	0.95	-1.64
5	1.110	0.9	-1.28
6	1.250	0.8	-0.84
7	1.330	0.75	-0.67
8	1.430	0.7	-0.52
9	1.670	0.6	-0.25
10	2.000	0.5	0
11	2.5	0.4	0.25
12	3.33	0.3	0.52
13	4	0.25	0.67
14	5	0.2	0.84
15	10	0.1	1.28
16	20	0.05	1.64
17	50	0.02	2.05
18	100	0.01	2.33
19	200	0.005	2.58
20	500	0.002	2.88
21	1000	0.001	3.09

(Sumber : Soewarno, 1995)

Sri Harto (1993), memberikan sifat-sifat distribusi normal, yaitu nilai koefisien kemencengan (*skewness*) sama dengan nol ( $C_s = 0$ ) dan nilai koefisien kurtosis ( $C_k = 3$ ).

### b. Distribusi Log Normal

Distribusi log normal merupakan hasil transformasi dari distribusi normal, yaitu dengan mengubah nilai variat X menjadi nilai logaritmik variat X ( $Y = \log x$ ). Perhitungan distribusi log normal dilakukan dengan persamaan berikut :

$$Y = \bar{Y} + K_T S \quad (2.11)$$

Keterangan :

Y = nilai logaritmik nilai X atau  $\ln X$

$\bar{Y}$  = nilai rata-rata variant

S = deviasi standar nilai Y

$K_T$  = karakteristik distribusi peluang log-normal (tabel 2.1) nilai variabel reduksi Gauss

Sri Harto (1993), memberikan sifat-sifat distribusi log normal, yaitu

○ Nilai kemencengan:  $C_s = C_v^3 + 3C_v$  (2.12)

○ Nilai kirtosis:  $C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$  (2.13)

### c. Distribusi Log Pearson III

Pekerjaan perhitungan distribusi log person III sama dengan distribusi normal akan tetapi data X diubah kedalam bentuk logaritmik  $Y = \log X$ . Perhitungan curah hujan rencana dapat menggunakan persamaan berikut :

$$Y_T = \bar{Y} + K_T x S \quad (2.14)$$

dimana:

$$K_T = \frac{Y_T - \bar{Y}}{S} \quad (2.15)$$

Keterangan :

$Y_T$  = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

$\bar{Y}$  = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

$K_T$  = Faktor frekuensi

Nilai faktor frekuensi  $K_T$  untuk distribusi log pearson III sudah tersedia dalam tabel berdasarkan nilai  $C_s$  seperti ditunjukkan dalam Tabel 2.3

**Tabel 2.3** Nilai  $K_T$  untuk distribusi Log Pearson III

Skew Coef (Cs)	Return period in years						
	2	5	10	25	50	100	200
	Exceedence probability						
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.01
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.1	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482

-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	0.396	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667	0.667

(Sumber : Bambang Triatmodjo, 2014)

Sri Harto (1993), memberikan sifat-sifat distribusi log Pearson, yaitu

- Nilai kemencengan :  $C_s = \text{fleksibel}$
- Nilai kirtosis :  $C_k = 1.5C_s^2 + 3$  (2.16)

#### d. Distribusi Gumbel

Distribusi Gumbel menggunakan teori analisa nilai data ekstrim yang berasal dari frekuensi banjir Sri Harto (1993), memberikan sifat-sifat distribusi normal, yaitu nilai koefisien



kemencengan (*skewness*) ( $C_s$ ) sama dengan 1.139 dan nilai koefisien kurtosis ( $C_k$ ) sama dengan 5.4032. Untuk distribusi Gumbel perhitungan curah hujan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$X_T = \bar{X} + KxS \quad (2.17)$$

dimana:

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata hitung variant,

$S$  = Deviasi standar nilai variant,

Nilai  $K$  (faktor probabilitas) untuk harga-harga ekstrim Gumbel dapat dinyatakan dalam persamaan:

$$K = \frac{Y_{Tr} - Y_n}{S_n} \quad (2.18)$$

dimana:

$Y_n$  = *reduced mean* yang tergantung jumlah sampel atau data  $n$  (Tabel 2.4)

$S_n$  = *reduced standard deviation* yang tergantung pada jumlah sampel atau data  $n$  (Tabel 2.4)

$Y_{Tr}$  = *reduced variate*, yang dapat dihitung dengan persamaan berikut ini:

$$Y_{Tr} = -\ln\{-\ln \frac{T_r - 1}{T_r}\} \quad (2.19)$$

**Tabel 2.4** Nilai *Reduced Variate* ( $Y_{Tr}$ )

T (tahun)	Reduced Variate
2	0.36651
5	1.9940
10	2.25037
20	2.97019
50	3.90194
100	4.60015
200	5.29561
500	6.21361
1000	6.90726
2000	7.60065
5000	8.51709
10000	9.21029
20000	9.90346
50000	10.81977
100000	11.51292

(Sumber : Soemarto, 1999)

$Y_n$  = *reduced mean* yang tergantung dari besarnya sampel  $n$   
(lihat tabel 2.5)

$S_n$  = *reduced standard deviation* yang tergantung dari  
besarnya sampel  $n$  (lihat tabel 2.6)

**Tabel 2.5** Nilai *Reduced Mean* (Yn)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.5070	0.5100	0.5128	0.5157	0.5181	0.5202	0.5520
20	0.5236	0.5252	0.5268	0.5283	0.5296	0.5309	0.5320	0.5332	0.5343	0.5353
30	0.5362	0.5371	0.5380	0.5388	0.5396	0.5403	0.5410	0.5418	0.5424	0.5436
40	0.5436	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5463	0.5468	0.5473	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.5530	0.5533	0.5535	0.5538	0.5540	0.5543	0.5545
70	0.5548	0.5550	0.5552	0.5555	0.5557	0.5559	0.5561	0.5563	0.5565	0.5567
80	0.5569	0.5570	0.5572	0.5574	0.5576	0.5578	0.5580	0.5581	0.5583	0.5585
90	0.5586	0.5587	0.5589	0.5591	0.5592	0.5593	0.5595	0.5596	0.5598	0.5599
100	0.5600	0.5602	0.5603	0.5604	0.5606	0.5607	0.5608	0.5609	0.5610	0.5611

(Sumber : Suripin, 2004)

**Tabel 2.6** Nilai *Reduced Standard Deviation* (Sn)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0565
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.1080
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.1226	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.1590
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.1930
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2049	1.2055	1.2060
100	1.2065	1.2069	1.2073	1.2077	1.2081	1.2081	1.2087	1.2090	1.2093	1.2096

(Sumber : Suripin, 2004)

### 2.1.2.3 Uji Kecocokan Parameter Distribusi

Dari analisis distribusi hujan rencana, untuk menentukan kecocokan distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi frekuensi teoritis, diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi empiris, sehingga diperlukan pengujian secara statistik. Pengujian parameter yang akan dilakukan dalam uji kecocokan distribusi, menggunakan 2 pengujian yaitu:

#### a. Uji Chi Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data analisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $X^2$ , oleh karena itu disebut Chi-Kuadrat. Parameter  $X^2$  dapat dihitung dengan rumus:

$$X_h^2 = \sum_{t=1}^G \frac{(O_t - E_t)^2}{E_t} \quad (2.20)$$

Dimana:

$X_h^2$  = Parameter uji Chi-Kuadrat

G = Jumlah sub kelompok (minimal 4 data)

$O_i$  = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke 1

$E_i$  = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke 1

Parameter  $X_h^2$  merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai  $X_h^2$  sama atau lebih besar dari nilai chi-kuadrat sebenarnya ( $X^2$ ) dapat dilihat pada **Tabel 2.7**

Tabel 2.7 Nilai kritis untuk uji Chi-Kuadrat

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Bonnier, 1980

(Sumber: Suripin 2004)

Adapun prosedur pengujian Chi-Kuadrat adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi  $G$  sub-group, tiap-tiap sub group minimal 4 data pengamatan
3. Jumlahkan data pengamatan tiap-tiap sub-group ( $O_i$ )

4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan ( $E_i$ )
5. Tiap-tiap *sub-group* hitung nilai :  $(O_i - E_i)^2$  dan  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
6. Jumlah seluruh *G sub-group* nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung.
7. Tentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$  (nilai  $R = 2$ , untuk distribusi Normal dan Binomial, dan  $R = 1$ , untuk distribusi Poisson).

Interpretasi hasil uji adalah sebagai berikut

1. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi yang digunakan dapat diterima,
2. Apabila peluang kurang dari 1%, maka persamaan distribusi tidak dapat diterima,
3. Apabila peluang berada di antara 1-5%, maka tidak memungkinkan mengambil keputusan, misal perlu data tambahan.

(Sumber: Suripin, 2004)

#### **b. Uji Smirnov-Kolmogorov**

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering disebut juga uji kecocokan non-parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedur pelaksanaannya adalah sebagai berikut:

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut :

$$X_1 \rightarrow P(X_1)$$

$$X_2 \rightarrow P(X_2)$$

$$X_m \rightarrow P(X_m)$$

$$X_n \rightarrow P(X_n)$$

2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :
 
$$\begin{aligned} X_1 &\rightarrow P'(X_1) \\ X_2 &\rightarrow P'(X_2) \\ X_m &\rightarrow P'(X_m) \\ X_n &\rightarrow P'(X_n) \end{aligned}$$
3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
 
$$D = \text{maksimum } [P(X_m) - P'(X_m)] \quad (2.21)$$
4. Berdasarkan Tabel 2.8, ditentukan harga  $D_0$ .
5. Apabila  $D_{\text{maks}}$  lebih kecil dari  $D_0$  maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima. Apabila  $D_{\text{maks}}$  lebih besar dari  $D_0$  maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

**Tabel 2.8** Nilai Kritis  $D_0$  Smirnov-Kolmogorov

N	Derajat Kepercayaan $\alpha$			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	0.34	0.4
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N>50	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

(Sumber: Suripin, 2004)

### 2.1.3 Analisis Debit Banjir

Dalam perencanaan suatu bangunan air seperti saluran pematuan diperlukan suatu rencana debit untuk dapat mendimensi bangunan tersebut. Debit yang diperhitungkan merupakan debit maksimum dari suatu banjir rencana didalam daerah aliran. Beberapa metode yang dapat dipilih untuk perhitungan debit maksimum adalah metode rasional, metode Wedumen dan metode US-SCS (Umboro Lasminto, 2010).

Pada tugas akhir ini digunakan metode rasional dengan persamaan sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot C \cdot I \cdot A \quad (2.22)$$

Dimana:

C = Koefisien pengaliran

I = Intensitas Hujan (mm/jam)

A = Luas area (km<sup>2</sup>)

#### 2.1.3.1 Perhitungan Intensitas Hujan

Intensitas curah hujan adalah besarnya jumlah hujan yang turun dalam curah hujan tiap satuan waktu. Besarnya intensitas hujan berbeda-beda, tergantung dari lamanya curah hujan dan frekuensi kejadianya.

Pada perhitungan ini digunakan metode Mononobe karena data yang tersedia adalah data curah hujan per hari tiap tahun. Persamaan untuk intensitas ditunjukkan dengan persamaan berikut :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left( \frac{24}{t} \right)^m \quad (2.23)$$



dimana :

$I$  = intensitas hujan (mm/jam)

$R_{24}$  = tinggi hujan max peretmal (mm)

$t$  = waktu/lama hujan (jam)

$n$  = konstansa (=2/3)

(Sumber: *Umboro Lasminto, 2010*)

### 2.1.3.2 Perhitungan waktu konsentrasi ( $T_c$ )

Waktu konsentrasi ( $t_c$ ) suatu DAS adalah waktu yang diperlukan oleh titik air untuk mengalir dari tempat yang hidrolis terjauh di daerah alirannya ke suatu titik yang ditinjau (inlet). Waktu konsentrasi dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$t_c = t_o + t_f \quad (2.24)$$

dimana:

$t_o$  = waktu yang dibutuhkan untuk mengalir di permukaan untuk mencapai inlet (menit)

$t_f$  = waktu yang diperlukan untuk mengalir di sepanjang saluran (menit)

$t_c$  = waktu konsentrasi (menit)

(Sumber: *Umboro Lasminto, 2010*)

#### a. Perhitungan $t_o$

Beberapa faktor yang mempengaruhi besarnya  $t_o$  :

- Intensitas hujan
- Jarak aliran
- Kemiringan medan
- Jenis penutup permukaan lahan (tumbuhan, aspal dsb)

Waktu pengaliran yang dibutuhkan untuk daerah urban sekitar 4-5 menit dimana air hujan mengalir dari atap, turun ke saluran di pekarangan/halaman menuju saluran tepi jalan, di permukaan jalan air mengalir di lapisan perkerasan (aspal, paving, beton) mencapai saluran tepi jalan, atau dari perhitungan dilapangan dengan mengukur jarak dan kecepatan aliran. Sedangkan untuk permukaan dengan penutup *homogeny* dapat dihitung dengan menggunakan

persamaan *Kerby* yang menghubungkan antara jarak, koefisien kekasaran, dan kemiringan medan.

$$t_o = 1,44 \times \left( n_d \times \frac{l}{\sqrt{s}} \right)^{0.467} \quad (2.25)$$

Untuk  $I \leq 400$  m

di mana :

$l$  = jarak dari titik terjauh ke inlet (m)

$n_d$  = koefisien setara koefisien kekasaran (lihat tabel 2.9)

$s$  = kemiringan medan

Tabel 2.9 Harga koefisien hambatan,  $n_d$

Jenis Permukaan	$n_d$
Permukaan impervious dan licin	0.02
Tanah padat terbuka dan licin	0.10
Permukaan sedikit berumput, tanah dengan tanaman berjajar, tanah terbuka kekasaran sedang	0.20
Padang rumput	0.40
Lahan dengan pohon-pohon musim gugur	0.60
Lahan dengan pohon-pohon berdaun, hutan lebat, lahan berumput tebal	0.80

(Sumber : *Fifi Sofia, 2006*)

#### b. Perhitungan $t_f$

Harga  $T_f$  adalah waktu yang dibutuhkan air hujan mengalir disaluran, dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$t_f = \frac{L_{saluran}}{V_{saluran}} \quad (2.26)$$

dimana:

$L$  = panjang saluran

$V$  = kecepatan aliran disaluran

(Sumber: *Umboro Lasminto, 2010*)

### 2.1.3.3 Koefisien Pengaliran (C)

Koefisien pengaliran (*run-off coefficient*) adalah perbandingan antara jumlah air hujan yang mengalir atau melimpas di atas permukaan tanah (*surface run-off*) dengan jumlah air hujan yang jatuh dari atmosfer (hujan total yang terjadi). Besaran ini dipengaruhi oleh tata guna lahan, kemiringan lahan, jenis dan kondisi tanah. Pemilihan koefisien pengaliran harus memperhitungkan kemungkinan adanya perubahan tata guna lahan dikemudian hari. Koefisien pengaliran mempunyai nilai antara, dan sebaiknya nilai pengaliran untuk analisis digunakan nilai yang terbesar atau nilai yang maksimum. Nilai koefisien pengaliran dapat dilihat pada Tabel 2.10.

Koefisien C untuk suatu wilayah permukiman (blok, kelompok) dimana jenis permukaannya leih dari satu macam, diambil harga rata-ratanya dengan rumus seperti dibawah ini :

$$C_{\text{rata-rata}} = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A} \quad (2.27)$$

dimana :

$C_i$  = Koefisien pengaliran untuk bagian daerah yang ditinjau dengan satu jenis permukaan

$A_i$  = Luas bagian daerah

Tabel 2.10. Koefisien pengaliran C.

<i>Komponen lahan</i>	<i>Koefisien C ( %)</i>
Jalan : - aspal	70 - 95
- beton	80 - 95
- bata/paving	70 - 85
Atap	75 - 95
Lahan berumput:	
- tanah berpasir, - landai (2%)	5 - 10
- curam (7%)	15 - 20
- tanah berat , - landai (2%)	13 - 17
- curam (7%)	25 - 35
Untuk Amerika Utara, harga secara keseluruhan :	
	<i>Koefisien pengaliran total</i>

<i>Lahan</i>	<i>C (%)</i>
Daerah perdagangan - penting, padat	70 - 95
- kurang padat	50 - 70
Area permukiman :	
- perumahan tunggal	30 - 50
- perumahan kopel berjauhan	40 - 60
- perumahan kopel berdekatan	60 - 75
- perumahan pinggir kota	25 - 40
- apartemen	50 - 70
Area industri :	
- ringan	50 - 80
- berat	60 - 90
Taman dan makam	10 - 25
Taman bermain	20 - 35
Lahan kosong/terlantar	10 - 30

(Sumber: *Umboro Lasminto, 2010*)

Untuk persawahan atau kolam diambil harga  $C = 1$ , karena dianggap tanah dibawahnya sudah dalam keadaan jenuh air dan tidak dapat menerima resapan lagi.

## 2.2 Analisis Hidrolika

### 2.2.1 Pendahuluan

Aliran dalam saluran dapat berupa aliran tetap (permanen), di mana debit tidak berubah sepanjang saluran atau  $\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$ . Pada kenyataannya aliran dalam saluran drainase tidak tetap (*unsteady*), dimana debit di suatu penampang berubah terhadap waktu  $\frac{\partial Q}{\partial t} \neq 0$ . Pada saluran drainase terbuka untuk buangan air hujan, *inflow* yang masuk saluran di setiap ruas saluran menerima dan aliran berbeda tergantung pada luas *catchment area* yang dilayani.

Dalam praktek untuk keperluan analisis hidrolika, untuk menentukan dimensi saluran, perhitungan disederhanakan

dengan menganggap aliran adalah tetap (*steady*) sepanjang saluran. Namun demikian hal tersebut tidak dapat diterapkan untuk debit yang besar, karena pengaruh gelombang banjir, atau kemungkinan terjadinya *water hammer* tidak dapat diabaikan. (Fifi Sofia, 2006)

### 2.2.2 Perencanaan Saluran Drainase

Yang perlu diperhatikan dalam perencanaan drainase dilihat dari sisi hidrolika dengan menggunakan rumus Chezy, Strickler, atau Manning akan meliputi 6 variabel berikut ini:

1. Bentuk dan elemen geometrik penampang saluran seperti luas penampang, jari-jari hidrolis ( $R$ ) dan kedalaman hidrolis ( $h$ )
2. Debit Rencana ( $Q$ )
3. Kecepatan rata-rata ( $V$ )
4. Kemiringan aliran ( $S$ )
5. Kedalaman normal ( $h_n$ ) dan kedalaman kritis ( $h_c$ )
6. Koefisien kekasaran ( $n$ )

Berdasarkan kondisi sistem drainase yang sudah ada saat ini, maka untuk mengevaluasi saluran drainase perkotaan perlu memperhatikan hal-hal sebagai berikut:

1. Fasilitas sistem drainase yang telah ada sebaiknya dimanfaatkan semaksimal mungkin.
2. Pembebasan lahan dan relokasi sedapat mungkin dihindari.
3. Di daerah-daerah yang tidak memungkinkan digunakan sistem gravitasi penuh, perlu dilengkapi dengan pintu klep, atau stasiun pompa pada keluarannya atau kolam tampung.

#### 2.2.2.1 Pemilihan Bentuk Penampang

Cara pemilihan bentuk penampang saluran adalah tergantung dari besar-kecilnya debit aliran serta kondisi dan kesediaan lokasi setempat. Jenis dan bentuk-bentuk yang umum dipakai pada saluran primer dan sekunder adalah:

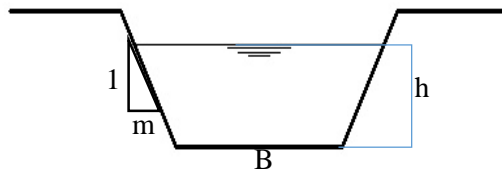
1. Bentuk trapesium
2. Bentuk segiempat persegi

Sesuai dengan fungsinya maka saluran harus dapat menampung aliran dengan kapasitas yang diharapkan. Penampang hidrolis yang efisien adalah penampang saluran yang mampu mengalirkan debit ( $Q$ ) maksimum dengan keliling basah ( $P$ ) minimum. Syarat-syarat dasar menentukan bentuk penampang:

**a. Penampang Berbentuk Trapesium**

Bentuk ini cocok dipakai jika:

- Debit aliran besar
- Dinding saluran tanpa pasangan atau dengan pasangan batu
- Lahan yang tersedia cukup luas



**Gambar 2.2** Penampang bentuk trapesium

Saluran dengan penampang melintang bentuk trapesium dengan lebar dasar  $B$ , kedalaman aliran  $h$ , dan kemiringan dinding  $1:m$  (Gambar 2.2). Maka luas penampang melintang  $A$  dan keliling basah  $P$  dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$A = (B + mh)h \dots \dots \dots (2.28)$$

$$P = B + 2h\sqrt{m^2 + 1} \dots \dots \dots (2.29)$$

$$B = P - 2h\sqrt{m^2 + 1} \dots \dots \dots (2.30)$$

Atau

$$B = \frac{2}{3}h\sqrt{3} \dots \dots \dots (2.31)$$

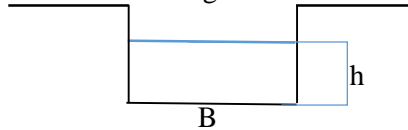
$$A = h^2\sqrt{3} \dots \dots \dots (2.32)$$

Penampang trapesium yang paling efisien adalah jika:  
 $m = (1/\sqrt{3})$  atau  $60^\circ$ .

### b. Penampang Berbentuk Persegi

Bentuk ini cocok dipakai jika:

- Lahan yang tersedia relatif sempit
- Terbuat dari dinding beton



**Gambar 2.3** Penampang bentuk persegi

Jika  $B$  adalah lebar dasar saluran dan  $h$  adalah kedalaman air (Gambar 2.3), maka luas penampang basah  $A$  dan keliling basah  $P$  dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$A = Bxh \dots\dots\dots(2.33)$$

$$P = B + 2h \dots\dots\dots(2.34)$$

$$B = 2h \dots\dots\dots(2.35)$$

Jari-jari hidraulik  $R$ :

$$R = \frac{A}{P} = \frac{Bh}{B+2h} \dots\dots\dots(2.36)$$

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

### 2.2.2.2 Perhitungan Dimensi Saluran

Perhitungan dimensi saluran didasarkan pada debit yang harus ditampung oleh saluran ( $Q_s$  dalam  $m^3/\text{detik}$ ) lebih besar atau sama dengan debit rencana yang diakibatkan oleh hujan rencana ( $Q_r$  dalam  $m^3/\text{detik}$ ). Kondisi demikian dapat dirumuskan dalam persamaan berikut:

$$Q_s \geq Q_r \dots\dots\dots(2.37)$$

Debit yang mampu ditampung oleh saluran ( $Q_s$ ) dapat diperoleh dengan rumus seperti dibawah ini:

$$Q_s = A_s \cdot V \dots\dots\dots(2.38)$$

Dimana:

$A_s$  = Luas penampang saluran ( $m^2$ )

$V$  = Kecepatan rata-rata aliran di dalam saluran (m/detik)

Kecepatan rata-rata aliran di dalam saluran, dapat dihitung dengan menggunakan rumus Manning sebagai berikut:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(2.39)$$

$$R = \frac{A_s}{P} \dots\dots\dots(2.40)$$

Dimana:

$V$  = Kecepatan rata-rata aliran di dalam saluran (m/det)

$n$  = Koefisien kekasaran Manning (Tabel 2.11)

$R$  = Jari-jari hidrolis (m)

$S$  = Kemiringan dasar saluran

$A_s$  = Luas penampang saluran ( $m^2$ )

$P$  = Keliling basah saluran (m)

(Sumber: Suripin, 2004)

Nilai koefisien kekasaran Manning ( $n$ ) untuk gorong-gorong dan saluran terbuka dapat dilihat pada Tabel 2.11

**Tabel 2.11** Koefisien kekasaran Manning ( $n$ )

Material saluran	Manning $n$
<b><i>Saluran tanpa pasangan</i></b>	
Tanah	0.020-0.025
Pasir dan kerikil	0.025-0.040
Dasar saluran batuan	0.025-0.035
<b><i>Saluran dengan pasangan</i></b>	0.015-0.017



Semen mortar	0.011-0.015
<b><i>Beton</i></b>	
Pasangan batu adukan basah	0.022-0.026
Pasangan batu adukan kering	0.018-0.022
<b><i>Saluran pipa</i></b>	0.011-0.015
Pipa beton sentrifugal	0.011-0.015
Pipa beton	
Pipa beton bergelombang	0.011-0.015
Liner plates	0.013-0.017
<b><i>Saluran terbuka</i></b>	
Saluran dengan plengsengan	
a. Aspal	0.013-0.017
b. Pasangan bata	0.012-0.018
c. Beton	0.011-0.020
d. Riprap	0.020-0.035
e. Tumbuhan	0.030-0.040
<b><i>Saluran galian</i></b>	
Earth, straight and uniform	0.020-0.030
Tanah, lurus dan seragam	0.025-0.010
Tanah cadas	0.030-0.015
Saluran tak terpelihara	0.050-0.14
<b><i>Saluran alam (sungai kecil, lebar atas saat banjir &lt; 3 m)</i></b>	
Penampang agak teratur	0.03-0.070
Penampang tak teratur dengan palung sungai	0.010-0.100

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

### 2.2.2.3 Kecepatan Aliran di Dalam Saluran

Kecepatan aliran dalam saluran hendaknya tidak menyebabkan terjadinya pengendapan, erosi, dan tumbuhnya tanaman pengganggu. Faktor yang paling menentukan besar kecilnya adalah faktor kemiringan. Kecepatan minimum yang disarankan:

- Saluran tanah kecil : 0.40 m/det
- Saluran tanah sedang s/d besar : 0.60-0.90 m/det
- Pipa : 0.60-0.75 m/det

Sedang untuk kecepatan maksimum yang disarankan dapat dilihat pada Tabel 2.12 berdasarkan jenis materialnya.

**Tabel 2.12** Kecepatan maksimum aliran

Jenis Material	Kecepatan Ijin, V <sub>ij</sub> (m/det)
Pasir halus	0.45
Lempung kepasiran	0.50
Lanau aluvia	0.60
Kerikil halus	0.75
Lempung kokoh	0.75
Lempung padat	1.10
Kerikil kasar	1.20
Batu batu besar	1.50
Pasangan batu	1.50
Beton	1.50
Beton bertulang	1.50

(Sumber: Departemen PU.Pd.T-02-2006-B, Pedoman Perencanaan Sistem Drainase Jalan)

#### 2.2.2.4 Menentukan Kedalaman Aliran Saluran

##### a. Kedalaman Normal (hn)

Rumus Manning:

$$Q = V.A \dots\dots\dots(2.41)$$

$$V = \frac{1}{n} . R^{2/3} . S^{1/2} \dots\dots\dots(2.42)$$

$$Q = \frac{1}{n} . R^{2/3} . S^{1/2} . A \dots\dots\dots(2.43)$$

$$\frac{Q.n}{S^{1/2}} = A.R^{2/3} \dots\dots\dots(2.44)$$

Dimana:

Q = Debit saluran (m<sup>3</sup>/det)

V = Kecepatan rata-rata aliran di dalam saluran (m/det)

n = Koefisien kekasaran Manning (Tabel 2.10)

R = Jari-jari hidrolis (m)

S = Kemiringan dasar saluran

A = Luas penampang saluran (m<sup>2</sup>)

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

##### b. Kedalaman Kritis (hc)

Kedalaman kritis aliran terdapat pada kondisi  $F_R = 1$

atau

$$\frac{V}{\sqrt{g \cdot D}} = 1 \quad \dots\dots\dots(2.45)$$

$$D = \frac{A}{T}$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad \dots\dots\dots(2.46)$$

)

$$\frac{Q^2}{A^2} = g \cdot \frac{A}{T} \quad \dots\dots\dots(2.47)$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \dots\dots\dots(2.48)$$

$$h = h_c = \left( \frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad \dots\dots\dots(2.49)$$

Dimana:

$h_c$  = Kedalam Kritis (m)

$q$  =  $Q/B$

$g$  = 9.81

(Sumber Fifi Sofia, 2006)

### 2.2.2.5 Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan (W) bukan untuk penambahan debit tetapi berguna untuk memberikan ruang bebas di atas muka air maksimum. Hal tersebut diperlukan bila sewaktu-waktu terjadi hal-hal seperti: gelombang karena angin, terjadinya aliran balik loncatan air, sedimentasi atau peningkatan koefisien kekasaran atau kesalahan operasi bangunan air di saluran. Besarnya tinggi jagaan dapat dilihat dalam Tabel 2.13.

**Tabel 2.13** Tinggi jagaan berdasarkan jenis saluran

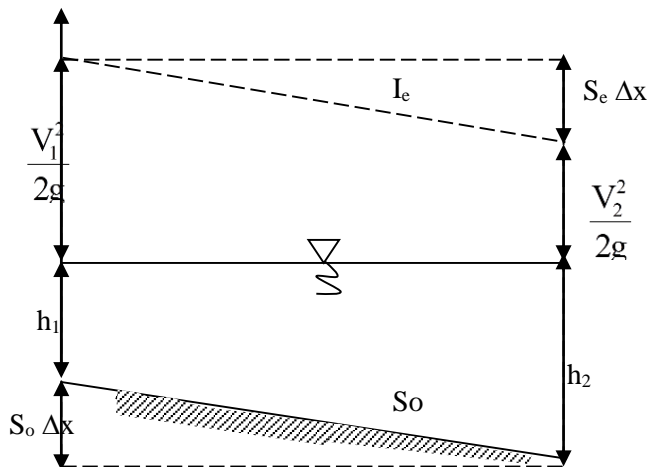
Jenis Saluran	Tinggi Jagaan, W (m)
Saluran-saluran Tersier	0.10-0.20
Saluran-saluran Sekunder	0.20-0.40
Saluran-saluran Primer	0.40-0.60
Sungai-sungai	1.00

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

### 2.2.3 Analisis Profil Muka Air

Akibat perubahan dan gangguan seperti perubahan kemiringan dasar, perubahan elevasi dasar (pada terjunan), atau perubahan penampang saluran karena adanya pintu air, pelimpah atau perubahan muka air di hilirnya, menjadikan profil muka air berubah. Hal ini perlu diperhitungkan agar saluran tetap dapat mengalirkan air buangan dan tidak terjadi peluapan, serta sebagai dasar menentukan bangunan pelengkap/pertolongan.

Aliran tidak seragam berubah lambat laun (*Gradually Varied Flow*) dan terbatas pada tipe  $M_1$  dan  $M_2$  yang banyak ditemui dalam praktek. Sifat aliran adalah subkritis dan



perhitungan dimulai dari hilir ke arah hulu. Metode yang dipakai untuk menggambarkan profil muka air adalah metode Tahapan Langsung.

**Gambar 2.4** Sket definisi untuk perhitungan aliran tidak seragam, metode tahapan langsung

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

$$S_o \cdot \Delta x + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 0 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + S_e \cdot \Delta x \dots\dots\dots(2.50)$$

$$S_o \Delta x + E_1 = E_2 + S_e \cdot \Delta x \dots\dots\dots(2.51)$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_o - \bar{S}_{ert}} \dots\dots\dots(2.52)$$

dimana :

$S_o$  = kemiringan dasar saluran

$$S_e = \text{kemiringan energi} = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}$$

$$V = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots(2.53)$$

$$S_{ert} = \frac{S_{e2} + S_{e1}}{2} \dots\dots\dots(2.54)$$

Dimana :

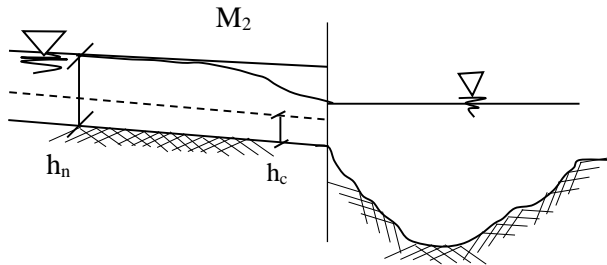
$E$  = energi spesifik

$\Delta x$  = jarak

$\Sigma \Delta x$  = panjang pengaruh backwater

Data yang diperlukan untuk perhitungan adalah debit ( $Q$ ), kedalaman normal ( $h_n$ ), kedalaman kritis ( $h_c$ ), dan kemiringan dasar saluran  $S_o$ . Berikut adalah tipe-tipe profil muka air:

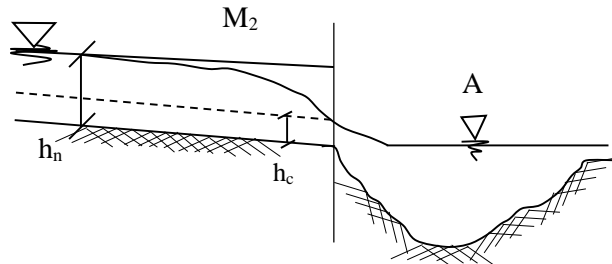
- Muka air di pembuangan akhir lebih rendah dari  $h_n$  dan lebih tinggi dari  $h_c$ . Sebagai kondisi batas hilir awal perhitungan adalah kedalaman air  $h$



**Gambar 2.5** M.A. hilir lebih rendah dari posisi  $h_n$

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

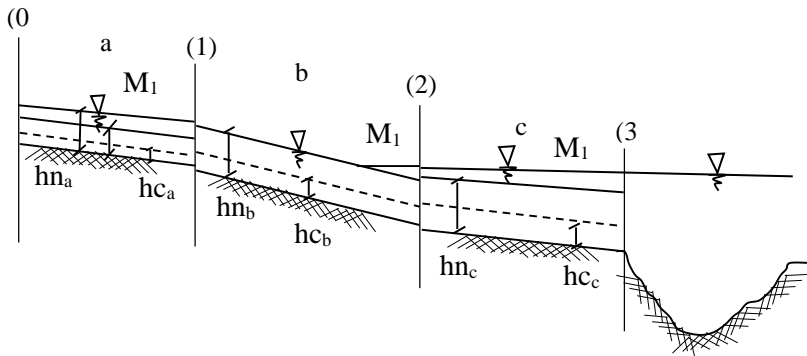
- Muka air di pembuangan akhir di bawah posisi  $h_c$ . Tipe aliran adalah  $M_2$ . Sebagai awal perhitungan adalah  $h_c$



**Gambar 2.6** M.A. hilir lebih rendah dari posisi  $h_c$

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

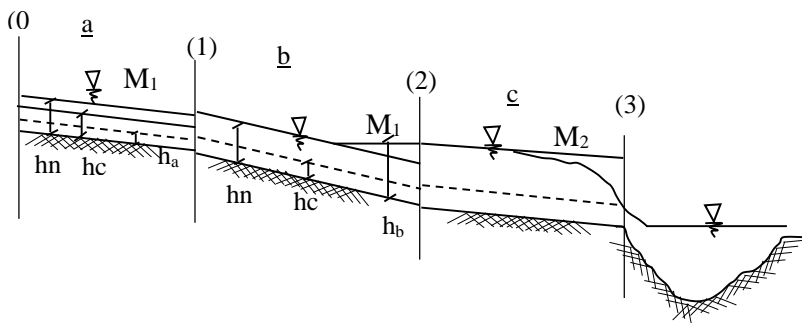
- Profil muka air untuk saluran yang terdiri dari 3 ruas di bawah ini



**Gambar 2.7** Profil M1 di hilir

Perhitungan dimulai dari kanan (hilir), Muka air yang menjadi batas hilir adalah  $h$  di penampang (3). Ada beberapa kemungkinan:

- Perhitungan dilanjutkan, sampai mencapai kedalaman normal  $h_{n2-3}$ , apabila  $L_{2-3} > \text{panjang backwater } (\Sigma \Delta x)$ , maka perhitungan dihentikan. Untuk ruas berikutnya perhitungan dimulai dari  $h_{nc..}$
- Apabila hasil  $\Sigma \Delta x > L_{2-3}$ , maka selanjutnya, sebagai  $h$  awal perhitungan, diambil  $h$  di penampang (2). Begitu seterusnya



**Gambar 2.8** Profil M2 di hilir  
(Sumber: Fifi Sofia, 2006)



“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB III METODOLOGI**

Metodologi adalah sekumpulan peraturan, kegiatan atau prosedur yang disusun untuk mempermudah pelaksanaan tugas akhir, guna memperoleh pemecahan masalah sesuai dengan tujuan tugas akhir yang telah ditetapkan dalam penerapan disiplin ilmu.

### **3.1 Tinjauan Lapangan**

Tinjauan lapangan adalah melihat dan mempelajari masalah banjir di daerah kawasan Surabaya, terutama pada saluran Sekunder Babatan dengan pengumpulan data-data berupa foto dan melakukan wawancara pada warga sekitar.

### **3.2 Perumusan Masalah**

Perumusan masalah yang didapat dalam penanganan masalah banjir yang terjadi di kawasan Saluran Sekunder Babatan.

### **3.3 Studi Literatur**

Studi literatur dilakukan dengan mempelajari berbagai sumber-sumber yang berkaitan dengan permasalahan sistem drainase saluran Sekunder Babatan. Literatur yang di pakai meliputi:

- Buku referensi hidrologi, hidrolika dan drainase.
- Studi mengenai sistem drainase Surabaya

### **3.4 Pengumpulan Data**

Data yang dibutuhkan dalam tugas akhir ini meliputi :

#### **3.4.1 Data Spasial**

Data spasial terdiri dari :

- Peta Surabaya, untuk mengetahui tata letak saluran drainase Saluran Sekunder Babatan.

- Peta sistem jaringan jalan, untuk meninjau penempatan jalan transportasi terhadap eksisting saluran Sekunder Babatan.
- Peta topografi, untuk mengetahui kontur lokasi saluran guna melihat arah aliran eksisting saluran Sekunder Babatan
- Peta tata guna lahan, untuk mengetahui pemanfaatan lahan yang sudah ada pada saat ini, dan melihat lahan kosong yang belum dimanfaatkan

### **3.4.2 Data Sistem Drainase Eksisting**

Data sistem drainase eksisting yang digunakan adalah :

- Data saluran, untuk mengetahui eksisting saluran Sekunder Babatan dan saluran yang berpengaruh, baik saluran yang masuk maupun saluran pembuangan dari saluran Sekunder Babatan (*catchment area*).
- Data kuantitatif genangan, untuk mengetahui daerah dan tinggi genangan yang terjadi disaat hujan.

### **3.4.3 Data Hidrologi**

Data hidrologi didapat dari : data curah hujan stasiun.(min 10 tahun), data curah hujan yang digunakan pada stasiun yang berpengaruh.

### **3.4.4 Data Hidrolika**

Data Hidrolika yang digunakan adalah:

- Penampang eksisting saluran, untuk mengetahui dimensi penampang eksisting saluran.
- Keadaan dan fungsi saluran, untuk mengetahui keadaan eksisting saluran Sekunder Babatan dan saluran yang terkait dengan saluran Sekunder Babatan dengan melakukan tinjauan lapangan lanjutan dengan pengambilan foto dan wawancara.

### 3.5 Pengolahan Data

Pengolahan data dalam penyelesaian masalah meliputi:

#### 3.5.1 Analisa Hidrologi

1. Menentukan statusun hujan yang berpengaruh melalui metode perhitungan Arithmetic Mean Method dan Thiessen Method.
2. Perhitungan curah hujan rata-rata  
Perhitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan mengolah data-data hujan yang sudah didapatkan dari masing-masing stasiun penakar hujan daerah dekat saluran Sekunder Babatan, dan dilakukan dengan perumusan Mononobe.
3. Perhitungan curah hujan rencana  
Dari hasil perhitungan curah hujan rata – rata, selanjutnya dihitung parameter statistik untuk mengetahui metode distribusi apa yang bisa dilakukan, misalnya *Log Pearson Tipe III* dan selanjutnya bisa dihitung curah hujan rencana dengan periode ulang.
4. Uji kesesuaian distribusi frekuensi curah hujan rencana  
Pengujian ini dipakai untuk mengetahui apakah suatu data dengan jenis sebaran yang dipilih setelah penggambarannya pada kertas probabilitas, perlu dilakukan pengujian lebih lanjut, pengujian ini dilakukan dengan 2 cara, yaitu :
  - Uji Smirnov Kolmogolov(cek), pengujian ini dilakukan dengan menggambarkan probabilitas untuk tiap data distribusi teoritis dan empiris.
  - Uji Chi kuadrat, pengujian ini digunakan untuk menguji apakah distribusi pengamatan dapat disamai dengan baik oleh distribusi teoritis.
5. Perhitungan debit banjir rencana yang terjadi di saluran Sekunder Babatan  
Perhitungan debit banjir rencana ini menggunakan metode hidrograf rasional yang berasal dari luas

*catchment area* yang di tinjau serta intensitas hujan yang terjadi

### 3.5.2 Analisa Hidrolika

- Analisa Dimensi Saluran

Dilakukan untuk memperhitungkan dimensi saluran dengan kemiringan serta kecepatan yang terdapat pada saluran, guna mendapatkan debit kapasitas saluran eksisting saluran ( $Q_{\text{kaps}}$ ), yang akan dibandingkan dengan  $Q$  rencana dari analisa hidrologi. Jika  $Q_{\text{kaps}} < Q$  rencana sehingga dibutuhkan tambahan bangunan drainase yang mendukung, pada perencanaan ini digunakan dengan penambahan Kolam Tampung dan pelebaran saluran.

### 3.6 Perhitungan Kolam Tampung

Perhitungan kolam tampung diperlukan jika evaluasi debit kapasitas kecil dari debit rencana. Perhitungan kolam tampung didapat dengan meninjau debit maks *outflow* ke pembuangan akhir, debit yang harus ditampung, dan luas lahan yang dapat digunakan.

### 3.7 Perhitungan Penampang Baru

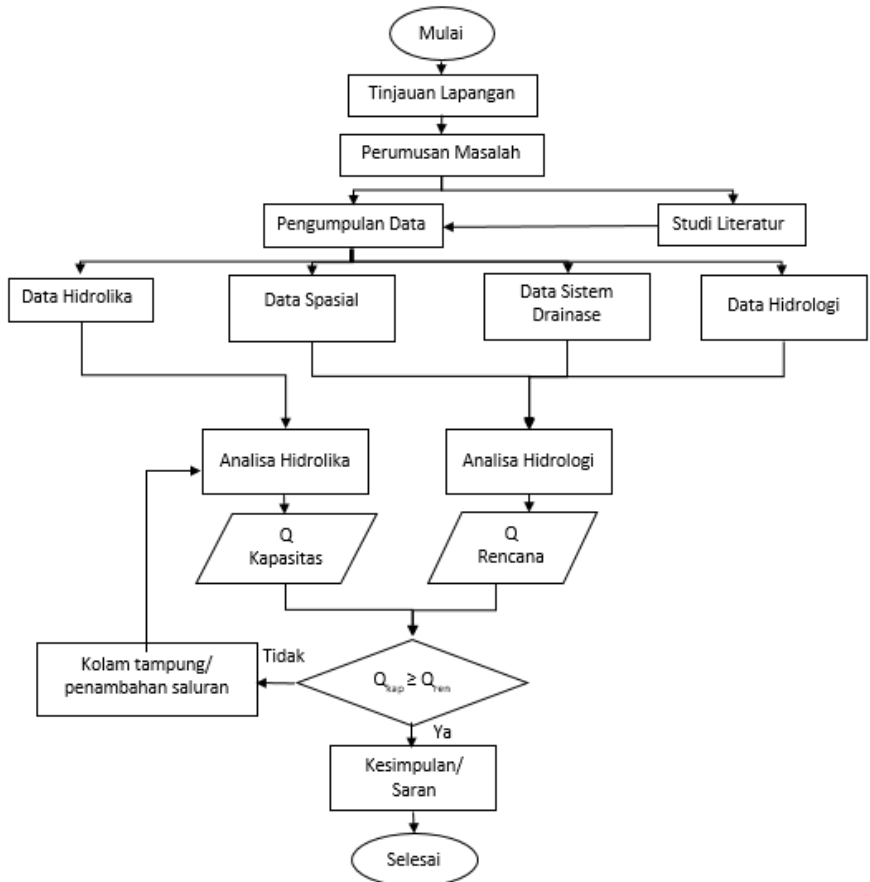
Perhitungan penampang baru diperlukan jika evaluasi debit kapasitas saluran eksisting kecil dari debit rencana. Perhitungan penampang baru dilakukan dengan mendesain ulang penampang saluran dengan melihat lahan yang dapat digunakan.

### 3.8 Kesimpulan dan Saran

Membuat hasil kesimpulan dari hasil analisa dan pembahasan sesuai dengan tujuan yang hendak dicapai dalam penulisan tugas akhir ini.

### 3.9 Alur Penelitian

Dari penjelasan diatas, dibuat alur penelitian yang akan dilaksanakan, pada gambar 3.1 berikut :



**Gambar 3.1** Flowchart metodologi pengerjaan tugas akhir“

Halaman ini sengaja dikosongkan”

## BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN

### 4.1 Analisis Hidrologi

#### 4.1.1 Penentuan Hujan Wilayah

Sebelum menganalisis curah hujan rata-rata harian, langkah pertama yang harus dilakukan adalah menentukan letak stasiun hujan yang akan digunakan terlebih dahulu. Karena letak stasiun hujan akan mempengaruhi data curah hujan di suatu lokasi studi. Dalam pengerjaan TA ini digunakan metode poligon thiesen untuk menentukan stasiun hujan mana yang berpengaruh.

Namun setelah dianalisis dengan menghubungkan antara 3 stasiun, kemudian dipotong tegak lurus pada tengah sumbu, didapat hanya ada 2 stasiun yang berpengaruh. Hal tersebut dapat dilihat pada Gambar 4.1. Yaitu Stasiun Hujan Kandangan dan Stasiun Hujan Kebon Agung dengan luas pengaruh yang berbeda-beda. Sehingga pembagian nilai koefisien pada stasiun yang berpengaruh tetap digunakan untuk mendapatkan nilai hujan harian maksimumnya.

Data yang digunakan adalah data hujan selama 16 tahun. Dari tahun 2000 hingga 2015, didapat nilai  $R_{max}$  hariannya seperti yang terlihat pada Tabel 4.1

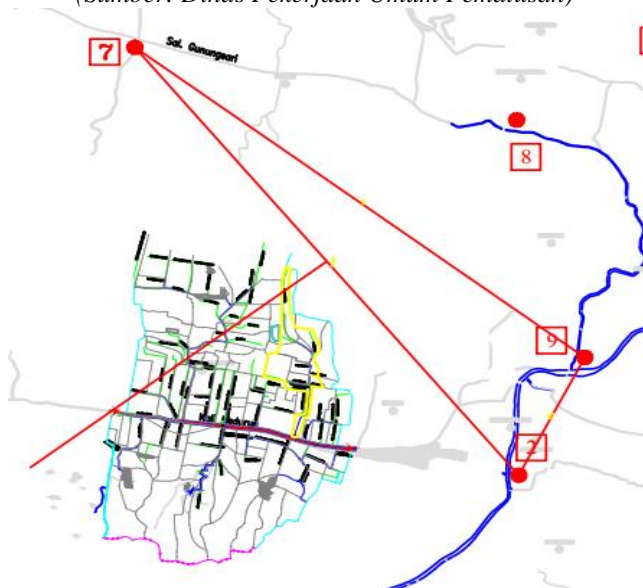
**Tabel 4.1** Data hujan harian maksimum

NO	TAHUN	TOTAL $R_{max}$ (mm)
1	2000	98.03
2	2001	121.39
3	2002	192.56
4	2003	103.57
5	2004	69.80



6	2005	82.79
7	2006	117.56
8	2007	92.15
9	2008	107.56
10	2009	77.75
11	2010	124.76
12	2011	81.24
13	2012	83.87
14	2013	70.77
15	2014	78.89
16	2015	62.75

(Sumber: Dinas Pekerjaan Umum Pematusan)



**Gambar 4.1** Gambar luas daerah pengaruh stasiun hujan  
(Sumber: Surabaya Drainage Master Plan 2011)

#### 4.1.2 Analisis Distribusi Curah Hujan Maksimum Harian Rencana

Curah hujan harian rencana merupakan besaran curah hujan yang digunakan untuk menghitung debit banjir untuk setiap periode rencana yang akan ditentukan. Dalam analisis ini sesuai dengan kriteria saluran dan luasan daerah tangkapan ditentukan periode ulang rencana. Periode ulang rencana ini akan menunjukkan tingkat layanan dari sistem drainase yang direncanakan. Periode ulang rencana (*return period*) yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah 5 tahun. Penentuan pemakaian *return period* dapat dilihat pada Tabel 4.2

**Tabel 4.2** Periode ulang (tahun) untuk perencanaan saluran kota

No.	Distribusi	PUH (Tahun)
1	Saluran Tersier	
	Resiko Kecil	2
	Resiko Besar	5
2	Saluran Sekunder	
	Resiko Kecil	5
	Resiko Besar	10
3	Saluran Primer (Induk)	
	Resiko Kecil	10
	Resiko Besar	25
	Atau :	
	Luas DAS (25-50)Ha	5
	Luas DAS (50-100)Ha	(5-10)
	Luas DAS (100-1300)Ha	(10-25)
	Luas DAS (1300-6500)Ha	(25-50)

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

Dalam pengerjaan tugas akhir ini, analisis curah hujan maksimum harian rencana menggunakan metode Normal, Log-Normal, Log-Perason III, dan metode Gumbel yang kemudian diambil hasil yang rasional.

- 1. Metode Normal**, langkah-langkah perhitungan sebagai berikut:

a) Menyusun data-data curah hujan yang terbesar ke yang terkecil

b) Menghitung harga rata-rata curah hujan :

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n} \quad \text{atau} \quad \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

c) Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata

$$(x - \bar{X}^2)$$

d) Menghitung harga standar deviasi data hujan :

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}$$

e) Menghitung harga koefisien Variasi data hujan :

$$C_v = \frac{s}{x}$$

f) Menghitung harga koefisien kemencengan (*skewness*) data hujan :

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)s^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$$

g) Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan:

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4$$

h) Menghitung hujan rencana 5 tahun

$$X_T = \bar{X} + K_T x S$$

Dimana:

$X_T$  = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

$K_T$  = Faktor frekuensi

**Tabel 4.3** Perhitungan data curah hujan maksimum Normal dan Gumbel

NO.	TAHUN	Rmax (X) (mm)	(X- $\bar{X}$ )	(X- $\bar{X}$ ) <sup>2</sup>	(X- $\bar{X}$ ) <sup>3</sup>	(X- $\bar{X}$ ) <sup>4</sup>
1	2001	113.14	18.90	357.08	6747.62	127506.93
2	2012	110.02	15.78	249.10	3931.57	62051.86
3	2010	109.68	15.44	238.44	3681.83	56852.86
4	2002	108.79	14.55	211.62	3078.43	44782.28
5	2000	106.40	12.16	147.91	1798.80	21876.52
6	2005	102.80	8.56	73.33	627.89	5376.65
7	2007	98.07	3.83	14.65	56.10	214.76
8	2011	96.32	2.08	4.32	8.97	18.65
9	2006	95.12	0.88	0.78	0.68	0.60
10	2013	91.74	-2.50	6.24	-15.58	38.90
11	2004	90.86	-3.38	11.40	-38.49	129.98
12	2014	86.88	-7.36	54.19	-398.89	2936.28
13	2008	83.33	-10.91	118.96	-1297.43	14150.70
14	2009	76.08	-18.16	329.95	-5993.39	108867.13
15	2003	73.11	-21.13	446.64	-9439.38	199491.50
16	2015	65.50	-28.74	825.98	-23738.76	682250.94
JUMLAH		1507.84	0.00	3090.58	-20990.01	1326546.53

- Menghitung harga rata-rata curah hujan:

$$\bar{X} = \frac{1}{16} \times 1507.844 = 94.24 \text{ mm}$$

- Menghitung harga standar deviasi data hujan:

$$S = \sqrt{\frac{1}{16-1} \times 3090.58} = 14.354 \text{ mm}$$

- Menghitung harga koefisien variasi data hujan:

$$C_v = \frac{14.354}{94.24} = 0.1523$$

- Menghitung harga koefisien kemencengan (skewness) data hujan:

$$C_s = \frac{16}{(16-1) \times (16-2) \times 14.354^3} \times (-20990.01)$$

$$C_s = -0.54$$

- Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan:

$$C_k = \frac{16^2}{(16-1)(16-2)(16-3) \times 14.354^4} \times 1326546.53$$

$$= 2.93$$

- Menghitung hujan rencana 5 tahun:  
 Dengan melihat Tabel 2.2 periode ulang 5 tahun, nilai  $K_T = 0.84$   
 $X_5 = 94.24 + 0.84 \times 14.354 \text{ mm}$   
 $= \underline{106.2974 \text{ mm}}$

## 2. Metode Gumbel

Untuk hasil dari perhitungan metode Gumbel, harga curah hujan rata-rata, harga standar deviasi, harga  $C_v$ , harga  $C_s$ , dan harga  $C_k$  sama dengan harga hasil dari perhitungan metode Normal.

$$X_T = \bar{X} + KxS$$

dimana:

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata hitung variant,

$S$  = Deviasi standar nilai variant,

Nilai  $K$  (faktor probabilitas) untuk harga-harga ekstrim Gumbel dapat dinyatakan dalam persamaan:

$$K = \frac{Y_{Tr} - Y_n}{S_n}$$

dimana:

$Y_n$  = *reduced mean* yang tergantung jumlah sampel atau data  $n$  (Tabel 2.4)

$S_n$  = *reduced standard deviation* yang tergantung pada jumlah sampel atau data  $n$  (Tabel 2.5)

$Y_{Tr}$  = *reduced variate*, yang dapat dihitung dengan persamaan berikut ini:

$$Y_{Tr} = -\ln\{-\ln \frac{T_r - 1}{T_r}\}$$

Berikut contoh perhitungan untuk menghitung hujan rencana:

- Menghitung harga rata-rata curah hujan:

$$\bar{X} = \frac{1}{16} \times 1507.844 = 94.24 \text{ mm}$$

- Menghitung harga standar deviasi data hujan:

$$S = \sqrt{\frac{1}{16-1} \times 3090.58} = 14.354 \text{ mm}$$

- Menghitung harga koefisien variasi data hujan:

$$C_v = \frac{14.354}{94.24} = 0.1523$$

- Menghitung harga koefisien kemencengan (skewness) data hujan:

$$C_s = \frac{16}{(16-1) \times (16-2) \times 14.354^3} \times (-20990.01)$$

$$C_s = -0.54$$

- Menghitung harga koefisien kortosis (keruncingan) data hujan:

$$C_k = \frac{16^2}{(16-1)(16-2)(16-3) \times 14.354^4} \times 1326546.53$$

$$C_k = 2.93$$

- Menghitung hujan rencana 5 tahun:

$$Y_{Tr} = -\ln \left\{ -\ln \frac{5-1}{5} \right\}$$

$$Y_{Tr} = 1.499$$

$$\text{Jumlah data} = 16$$

$$Y_n = 0.5157 \text{ (Tabel 2.4)}$$

$$S_n = 1.0316 \text{ (Tabel 2.5)}$$

$$K = \frac{1.499 - 0.5157}{1.0316} = 0.95318$$

$$X_5 = 94.24 + 0.95318 \times 14.354 = \underline{107.922 \text{ mm}}$$

**3. Metode Log-Normal**, langkah-langkah perhitungan sebagai berikut:

a) Menyusun data-data curah hujan dari yang terbesar ke terkecil

b) Mengubah data X menjadi  $Y = \text{Log } X$

c) Menghitung harga rata-data curah hujan:

$$\bar{Y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Y_i$$

d) Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata:

$$(y - \bar{Y}^2)$$

e) Menghitung harga standar deviasi data hujan:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}$$

f) Menghitung harga koefisien variasi data hujan:

$$C_v = \frac{s}{\bar{Y}}$$

g) Menghitung harga koefisien Kemnecengan (skewness) data hujan:

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^3$$

h) Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan:

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^4$$

i) Menghitung hujan rencana 5 tahun:

$$Y_T = \bar{Y} + K_T s$$

dimana:

$Y_T$  = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan (dalam log)

$\bar{Y}$  = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

$K_T$  = Faktor frekuensi

**Tabel 4.4** Perhitungan data curah hujan maksimum Log-Normal dan Log-Pearson III

NO.	TAHUN	Rmax (X) (mm)	Y=LOG X	(Y- $\bar{Y}$ )	(Y- $\bar{Y}$ ) <sup>2</sup>	(Y- $\bar{Y}$ ) <sup>3</sup>	(Y- $\bar{Y}$ ) <sup>4</sup>
1	2001	113.14	2.05	0.08	0.00713	0.00060	0.00005
2	2012	110.02	2.04	0.07	0.00523	0.00038	0.00003
3	2010	109.68	2.04	0.07	0.00504	0.00036	0.00003
4	2002	108.79	2.04	0.07	0.00455	0.00031	0.00002
5	2000	106.40	2.03	0.06	0.00334	0.00019	0.00001
6	2005	102.80	2.01	0.04	0.00184	0.00008	0.00000
7	2007	98.07	1.99	0.02	0.00050	0.00001	0.00000
8	2011	96.32	1.98	0.01	0.00021	0.00000	0.00000
9	2006	95.12	1.98	0.01	0.00008	0.00000	0.00000
10	2013	91.74	1.96	-0.01	0.00004	0.00000	0.00000
11	2004	90.86	1.96	-0.01	0.00012	0.00000	0.00000
12	2014	86.88	1.94	-0.03	0.00091	-0.00003	0.00000
13	2008	83.33	1.92	-0.05	0.00234	-0.00011	0.00001
14	2009	76.08	1.88	-0.09	0.00773	-0.00068	0.00006
15	2003	73.11	1.86	-0.11	0.01107	-0.00116	0.00012
16	2015	65.50	1.82	-0.15	0.02338	-0.00358	0.00055
JUMLAH		1507.84	31.51	5.E-15	0.07351	-0.00363	0.00087

- Menghitung harga rata-rata curah hujan:

$$\bar{Y} = \frac{1}{16} \times 31.51 = 1.97 \text{ mm}$$

- Menghitung harga standar deviasi data hujan:

$$S = \sqrt{\frac{1}{16-1} \times 0.07351} = 0.07 \text{ mm}$$

- Menghitung harga koefisien variasi data hujan:

$$C_v = \frac{0.07}{1.97} = 0.0355$$

- Menghitung harga koefisien kemencengan (skewness) data hujan:

$$C_s = \frac{16}{(16-1) \times (16-2) \times 0.07^3} \times -0.00363$$

$$C_s = -0.806$$

- Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan:

$$C_k = \frac{16^2}{(16-1)(16-2)(16-3) \times 0.07^4} \times 0.00087$$



$$= 3.398$$

- Menghitung hujan rencana 5 tahun:  
 Dengan melihat Tabel 2.2 periode ulang 5 tahun, nilai  $K_T = 0.84$   
 $Y_5 = 1.97 + 0.84 \times 0.07$   
 $= 2.0288 \text{ mm}$   
 Antilog  $X_5 = \underline{106.85 \text{ mm}}$

#### 4. Metode Log Pearson III

Untuk hasil dari perhitungan metode Log-Pearson III, harga curah hujan rata-rata, harga standar deviasi, harga  $C_v$ , harga  $C_s$ , dan harga  $C_k$  sama dengan harga hasil dari perhitungan metode log Normal.

Menghitung hujan rencana 5 tahun:

$$Y_T = \bar{Y} + K_T \times S$$

dimana:

$Y_T$  = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

$\bar{Y}$  = Nilai rata-rata hitung variant,

$S$  = Deviasi standar nilai variant,

$K_T$  = Faktor frekuensi (Tabel 2.3)

Berikut contoh perhitungan untuk menghitung hujan rencana:

- Menghitung harga rata-rata curah hujan:

$$\bar{Y} = \frac{1}{16} \times 31.57 = 1.97 \text{ mm}$$

- Menghitung harga standar deviasi data hujan:

$$S = \sqrt{\frac{1}{16-1} \times 0.07351} = 0.07 \text{ mm}$$

- Menghitung harga koefisien variasi data hujan:

$$C_v = \frac{0.07}{1.97} = 0.0355$$

- Menghitung harga koefisien kemencengan (skewness) data hujan:

$$C_s = \frac{16}{(16-1) \times (16-2) \times 0.07^3} \times -0.00363$$

$$C_s = -0.806$$

- Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan:

$$C_k = \frac{16^2}{(16-1)(16-2)(16-3)0.07^4} \times 0.00087$$

$$= 3.398$$

- Menghitung hujan rencana 5 tahun:

Dengan melihat Tabel 2.3 periode ulang 5 tahun, nilai

$$K_T = 0.759252 \text{ (Interpolasi)}$$

$$Y_5 = 1.97 + 0.759252 \times 0.07$$

$$= 1,993\text{mm} =$$

$$\text{Antilog } X_5 = \underline{98.435 \text{ mm}}$$

Untuk menentukan distribusi hujan rencana yang sesuai dengan syarat-syarat parameter statistiknya, dapat dilihat pada Tabel 4.5 berikut:

**Tabel 4.5** Syarat parameter statistik

Distribusi	Parameter Statistik	Syarat
Normal	Cs	Sama/mendekati = 0
	Ck	Sama/mendekati = 3
Gumbel	Cs	Sama/mendekati = 1.139
	Ck	Sama/mendekati = 5.402
Log-Pearson III	Cs	Fleksibel
	Ck	$Ck = 1.5 \times Cs^2 + 3$
Log-Normal	Cs	$Cs = Cv^3 + 3 \times Cv$
	Ck	$Ck = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$

(Sumber: Sri Harto, 1993)

Berdasarkan syarat parameter statistik diatas, berikut adalah rekap data Cs dan Ck:

**Tabel 4.6** Rekap Cs dan Ck perhitungan distribusi

Distribusi	Statistik	Syarat	Hasil	Kesimpulan
Normal	Cs	Sama/mendekati = 0	-0.54	OK
	Ck	Sama/mendekati = 3	2.93	OK
Gumbel	Cs	Sama/mendekati = 1.139	-0.54	NO
	Ck	Sama/mendekati = 5.402	2.93	NO
Log-Pearson III	Cs	Fleksibel	-0.806	OK
	Ck	Sama/mendekati = 4.466	3.398	NO
Log-Normal	Cs	Sama/mendekati = 0.186	-0.806	NO
	Ck	Sama/mendekati = 3.062	3.398	OK

(Sumber: Hasil perhitungan)

**4.1.3 Uji Kecocokan Parameter Distribusi**

Untuk menentukan kecocokan (*The Goodnes of Fit Test*) distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut maka diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan adalah:

- Uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)
- Uji *Smirnov-Kolmogorov*

Umumnya pengujian dilaksanakan dengan menggambar data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan kurva frekuensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya.

**4.1.3.1 Uji Chi-Kuadrat**

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data analisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $X^2$ , oleh karena itu disebut Chi-Kuadrat. Parameter  $X^2$  dapat dihitung dengan rumus:

$$X_h^2 = \sum_{t=1}^G \frac{(O_t - E_t)^2}{E_t} \dots\dots\dots(2.17)$$

Dimana:

- $X_h^2$  = Paramater uji Chi-Kuadrat  
 $G$  = Jumlah sub kelompok (minimal 4 data)  
 $O_i$  = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1  
 $E_i$  = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1

Prosedur pengujian Chi-Kuadrat adalah:

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi  $G$  *sub-group*, tiap-tiap *sub group* minimal 4 data pengamatan
3. Jumlahkan data pengamatan tiap-tiap *sub-group* ( $O_i$ )
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan ( $E_i$ )
5. Tiap-tiap *sub-group* hitung nilai :  $(O_i - E_i)^2$  dan  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
6. Jumlah seluruh  $G$  *sub-group* nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung.
7. Tentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$  (nilai  $R = 2$ , untuk distribusi Normal dan Binomial, dan  $R = 1$ , untuk distribusi Poisson).

Interpretasi hasil uji adalah sebagai berikut

1. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi yang digunakan dapat diterima,
2. Apabila peluang kurang dari 1%, maka persamaan distribusi tidak dapat diterima,
3. Apabila peluang berada di antara 1-5%, maka tidak memungkinkan mengambil keputusan, misal perlu data tambahan.

(Sumber: Suripin, 2004)

### **Perhitungan Chi-Kuadrat**

- Banyak data : 16  
 Taraf signifikan  $\alpha$  : 5%  
 Jumlah sub kelompok ( $G$ ) :  $1 + 3.322 \times \log n$

$$\begin{aligned}
 &: 1+3.322 \times \log 16 \\
 &: 1+4.0000866 \\
 &: 5.0000866 = 5 \text{ kelas} \\
 \text{Derajat kebebasan (dk)} &: G-R-1 \\
 &: 5-2-1 \\
 &: 2
 \end{aligned}$$

Dengan derajat kepercayaan  $\alpha = 5\%$ , dan  $dk = 2$ , maka diperoleh  $X^2_{Cr} = 5.991$ . dari hasil perhitungan jumlah kelas distribusi (G) = 5 sub kelompok dengan interval peluang  $1/5 \times 100\% = 20\%$  maka besarnya peluang untuk setiap grup adalah:

- Sub grup 1 :  $P \leq 0.20$
- Sub grup 2 :  $0.20 < P \leq 0.40$
- Sub grup 3 :  $0.40 < P \leq 0.60$
- Sub grup 4 :  $0.60 < P \leq 0.80$
- Sub grup 5 :  $P > 0.80$ .

Uji distribusi normal dalam uji parameter Chi-Square, dengan persamaan dasar yang digunakan dalam metode distribusi normal adalah:

$$X_T = \bar{X} + K_T \times S$$

Dari hasil perhitungan sebelumnya pada Tabel 4.3 didapatkan

$$\bar{x} = 94.24 \text{ mm}$$

$$S = 14.354 \text{ mm}$$

Untuk harga k dapat dilihat pada Tabel 2.2

Berdasarkan persamaan garis lurus:

$$X_T = 94.24 + K_T \times 14.354 \text{ maka:}$$

**Tabel 4.7** Perhitungan interval kelas

Peluang	K	$X_T$ (mm)
0.8	-0.84	82.183
0.6	-0.25	90.65
0.4	0.25	97.83
0.2	0.84	106.3

Selanjutnya perhitungan dapat ditabelkan seperti berikut ini:

**Tabel 4.8** Uji Chi-Kuadrat metode Normal

NO.	Nilai Batas Sub Kelompok	O <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>	(O <sub>i</sub> -E <sub>i</sub> )	(O <sub>i</sub> -E <sub>i</sub> ) <sup>2</sup> /E <sub>i</sub>
1	$X \leq 82.183$	3	3.2	-0.2	0.0125
2	$82.183 < X < 90.65$	2	3.2	-1.2	0.45
3	$90.65 < X < 97.83$	4	3.2	0.8	0.2
4	$97.83 < X < 106.3$	2	3.2	-1.2	0.45
5	$X \geq 106.3$	5	3.2	1.8	1.0125
JUMLAH		16	16	0	2.125

- Hitungan Chi-Kuadrat : 2.125
- Derajat Kebebasan (dk) : 2
- Derajat signifikan ( $\alpha$ ) : 5%
- Tingkat kepercayaan : 95%
- Chi-kritis : 5.991

Dari perhitungan Chi-Kuadrat untuk distribusi hujan dengan metode Normal seperti pada tabel 4.8 diperoleh nilai 2.125. Chi-Kuadrat  $2.125 < 5.991$  nilai Chi-Kritis, maka **Hipotesis diterima.**

#### 4.1.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering disebut juga uji kecocokan non-parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Hasil perhitungan uji keselarasan sebaran dengan smirnov-kolmogorov dapat dilihat pada tabel 4.9 berikut:

- $X_i$  = curah hujan rencana
- $X_{rt}$  = curah hujan rerata = 94.24 mm
- $S$  = standart deviasi = 14.354 mm
- $N$  = jumlah data

**Tabel 4.9** Perhitungan sebaran Smirnov-Kolgomorov

Xi	M	$P(x) = \frac{M}{(n+1)}$	$P(x<) = \frac{4 = \text{nilai } 1 - 3}{3}$	$f(t) = \frac{(Xi - X_{rt})}{S}$	$P'(x) = \frac{M}{(n-1)}$	$P'(x<) = \frac{7 = \text{nilai } 1 - 6}{1 - 6}$	D
1	2	3	4 = nilai 1 - 3	5	6	7 = nilai 1 - 6	8
65.50	1	0.06	0.94	-2.00	0.07	0.93	0.01
73.11	2	0.12	0.88	-1.47	0.13	0.87	0.02
76.08	3	0.18	0.82	-1.27	0.20	0.80	0.02
83.33	4	0.24	0.76	-0.76	0.27	0.73	0.03
86.88	5	0.29	0.71	-0.51	0.33	0.67	0.04
90.86	6	0.35	0.65	-0.24	0.40	0.60	0.05
91.74	7	0.41	0.59	-0.17	0.47	0.53	0.05
95.12	8	0.47	0.53	0.06	0.53	0.47	0.06
96.32	9	0.53	0.47	0.14	0.60	0.40	0.07
98.07	10	0.59	0.41	0.27	0.67	0.33	0.08
102.80	11	0.65	0.35	0.60	0.73	0.27	0.09
106.40	12	0.71	0.29	0.85	0.80	0.20	0.09
108.79	13	0.76	0.24	1.01	0.87	0.13	0.10
109.68	14	0.82	0.18	1.08	0.93	0.07	0.11
110.02	15	0.88	0.12	1.10	1.00	0.00	0.12
113.14	16	0.94	0.06	1.32	1.07	-0.07	0.13

Derajat signifikasi = 0.05 (5%)

Dmaks = 0.13 → m = 16

Do kritis = 0.33 → n = 16 → lihat tabel 2.8

Dilihat dari perbandingan diatas bahwa Dmaks < Do kritis, maka

**Hipotesis diterima**

### Kesimpulan Analisis Frekuensi

Kesimpulan yang diperoleh dari hasil Uji Chi-Kuadrat dan uji Smirnov-Kolmogorov yang telah dilakukan. Berdasarkan perhitungan di atas, distribusi Normal memenuhi syarat yang diijinkan (hipotesis diterima). Sehingga untuk pengerjaan TA ini, distribusi Normal dapat digunakan sebagai curah hujan rencana dengan  $X_5 = 106.2974 \text{ mm}$ .

#### 4.1.4 Analisis Debit Banjir Rencana (Q)

Pada perhitungan analisis Debit banjir rencana ini digunakan perhitungan Q dengan periode ulang 5 tahun. Dalam perhitungan debit hidrologi, perhitungan yang digunakan ialah menggunakan metode rasional dengan penambahan hidrograf superposisi.

##### 4.1.4.1 Perhitungan Waktu Aliran

Perhitungan waktu aliran pada saluran sekunder Babatan meliputi perhitungan waktu aliran air pada permukaan lahan mencapai inlet ( $t_0$ ), perhitungan waktu aliran air pada saluran ( $t_f$ ), dan perhitungan waktu aliran air pada titik yang ditinjau ( $t_c$ ) yang disebut juga sebagai waktu konsentrasi.

##### a. Perhitungan Nilai $T_0$ (Waktu Aliran Air pada Lahan)

Pada perhitungan  $T_0$  Saluran Sekunder Babatan, medan sepanjang saluran mempengaruhi besar dari  $t_0$  misalnya rumah, taman atau jalan. Dan perhitungan digunakan rumus berikut:

$$t_o = 1,44 \times \left( n_d \times \frac{l}{\sqrt{s}} \right)^{0.467} \quad \text{dengan } L \leq 400 \text{ m} \dots\dots(4.1)$$

dan

$$t_c = 0.0195 L^{0.77} S^{-0.385} \quad \text{untuk } L > 400 \text{ m} \dots\dots\dots(4.2)$$

dimana:

$L$  = jarak dari titik terjauh ke inlet (m)

$n_d$  = koefisien setara koefisien kekasaran

$S$  = kemiringan medan

$t_c$  = waktu konsentrasi (min)



Contoh Perhitungan:

- Untuk saluran lingkaran dalam
- Dari gedung perumahan.

Misalkan sudut atap gudang  $30^\circ$ , dengan tinggi rata-rata 6 meter, panjang talang 15 m dengan nilai kekasaran atap 0,02; L miring atap 7 m, asumsi kecepatan di talang horizontal 0,5 m/s. (dengan taman depan rumah lebar 1,5 m dengan nilai kekasaran 0,02 dan kemiringan median 0.01)

$$t_0 \text{ atap} = 1,44 \times \left[ 0,02 \times \frac{7}{\sqrt{0,57}} \right]^{0,467} \text{ s} = \tan 30 = 0,57$$

$$t_0 \text{ atap} = 0,654 \text{ menit}$$

$$t_0 \text{ talang horizontal} = \frac{15}{0,5} = 30 \text{ detik} = 0,5 \text{ menit}$$

$$t_0 \text{ talang vertikal} = \frac{6}{\sqrt{2gh}} = \frac{6}{\sqrt{2 \times 9,81 \times 6}} = 0,55 \text{ detik}$$

$$t_0 \text{ taman} = 1,44 \times \left[ 0,02 \times \frac{1,5}{\sqrt{0,01}} \right]^{0,467} = 0,014 \text{ menit}$$

$$t_0 \text{ bangunan} = t_0 \text{ atap} + t_0 \text{ talang horizontal} \\ + t_0 \text{ talang vertikal} + t_0 \text{ taman}$$

$$t_0 \text{ bangunan} = 0,033 \text{ jam}$$

- Dari jalan

Diketahui lebar jalan di jalan sekitar lingkaran dalam lebar 10 m dan kemiringan 2%. (nd jalan = 0,02)

$$t_0 \text{ jalan} = 1,44 \times \left[ 0,02 \times \frac{10}{\sqrt{0,02}} \right]^{0,467} = 1,693 \text{ menit} \\ = 0,028 \text{ jam}$$

Karna arah jalan dan bangunan maka diambil nilai  $t_0$  terbesar, maka akan digunakan  $t_0$  bangunan sebesar 0,033 jam.

Dengan menggunakan cara yang sama di dapatkan hasil  $t_0$  pada tabel berikut:

**Tabel 4.10.** Perhitungan  $t_o$  Saluran Tersier

No	Saluran	Kode	Kategori	L sal	to
			Saluran	m	jam
1	Saluran Babatan Mukti 1	T1	Tersier	329	0.026
2	Saluran Babatan 2	T2	Tersier	375	0.026
3	Saluran Menganti Karangan	T3	Tersier	530	0.033
4	Saluran Babatan 3	T4	Tersier	294	0.050
5	Saluran Babatan 4	T5	Tersier	95	0.033
6	Saluran Babatan 1	T6	Tersier	90	0.077
7	Saluran Babatan 3 kiri	T7	Tersier	127	0.045
8	Saluran Babatan 3 Atas	T8	Tersier	224	0.063
9	Saluran Waduk	T9	Tersier	190	0.063
10	Saluran Lingkar Dalam 2	T10	Tersier	220	0.077
11	Saluran Lingkar Dalam 1	T11	Tersier	803	0.033

**Tabel 4.11.** Perhitungan  $t_o$  Saluran Sekunder

No	Saluran	Saluran	Kategori	L sal	to
			Saluran	m	menit
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>6</b>
1	Saluran Babatan (B1)	S1	Sekunder	160	0.278
2	Saluran Babatan (B2)	S2	Sekunder	68	0.274
3	Saluran Babatan (B3)	S3	Sekunder	158	0.263
4	Saluran Babatan (B4)	S4	Sekunder	104	0.253
5	Saluran Babatan (B5)	S5	Sekunder	568	0.190
6	Saluran Babatan (B6)	S6	Sekunder	102	0.185
7	Saluran Babatan (B7)	S7	Sekunder	69	0.183

**Tabel 4.11** Lanjutan. Perhitungan  $t_o$  Saluran Sekunder

No	Saluran	Saluran	Kategori	L sal	to
			Saluran	m	menit
8	Saluran Babatan (B8)	S8	Sekunder	166	0.175
9	Saluran Babatan (B9)	S9	Sekunder	162	0.164
10	Saluran Babatan (B10)	S10	Sekunder	225	0.138
11	Saluran Babatan (B11)	S11	Sekunder	59	0.121
12	Saluran Babatan (B12)	S12	Sekunder	370.5	0.077

**b. Perhitungan waktu aliran air pada saluran ( $t_f$ )**

Perhitungan waktu aliran air pada saluran ( $t_f$ ) tergantung terhadap panjang saluran dan kecepatan yang ada di saluran, rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$t_f = \frac{L}{V}$$

dimana : L = panjang saluran

V = kecepatan aliran di saluran

Dan kecepatan aliran di saluran dapat dihitung dengan rumus :

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

dimana: n = angka manning

$$R = \frac{A}{P} \text{ (jari-jari hidrolis)}$$

S = kemiringan saluran

A = luas saluran

P = keliling basah saluran

Contoh perhitungan saluran lingkaran dalam:

- Bentuk saluran trapesium beton
- S saluran = 0.149
- A saluran =  $b \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}^2$
- P (Keliling Basah) = 2.925 m
- R (Jari-jari Hidrolis) = 0.385 m

Dari data sekunder didapat data:

- L saluran = 803 m
- N saluran = 0.015 (beton)
- Maka didapat nilai kecepatan

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{0.5}$$

$$V = \frac{1}{0.015} \times 0.385^{2/3} \times 0.0149^{0.5}$$

$$V = 4.3 \text{ m/s}$$

- Nilai Tf pada saluran yaitu : L/3600V

$$t_f = \frac{803}{803 \times 4.3} = 0.052 \text{ jam}$$

Dengan cara yang sama didapatkan  $t_f$  dan dirangkum pada tabel berikut:

**Tabel 4.12** Perhitungan  $t_f$  Saluran Tersier

No	Saluran	Kode	L sal	V	tf
			m	m/dt	jam
1	2	3	5	6	8
1	Saluran Babatan Mukti 1	T1	329	0.6	0.158
2	Saluran Babatan 2	T2	375	0.9	0.115
3	Saluran Menganti Karang	T3	530	1.0	0.155
4	Saluran Babatan 3	T4	294	0.4	0.190
5	Saluran Babatan 4	T5	95	2.1	0.011
6	Saluran Babatan 1	T6	90	5.8	0.004
7	Saluran Babatan 3 kiri	T7	127	1.4	0.024
8	Saluran Babatan 3 Atas	T8	224	3.0	0.021
9	Saluran Waduk	T9	190	5.7	0.009
10	Saluran Lingkar Dalam 2	T10	220	4.9	0.012
11	Saluran Lingkar Dalam 1	T11	803	4.3	0.052

**Tabel 4.13** Perhitungan  $t_f$  Saluran Sekunder

No	Saluran	Saluran	L sal	V	$t_f$
			m	m/dt	menit
1	Saluran Babatan (B12)	S1	160	4.90	0.010
2	Saluran Babatan (B11)	S2	68	5.15	0.004
3	Saluran Babatan (B10)	S3	158	5.27	0.011
4	Saluran Babatan (B9)	S4	104	3.34	0.010
5	Saluran Babatan (B8)	S5	568	3.68	0.063
6	Saluran Babatan (B7)	S6	102	5.28	0.005
7	Saluran Babatan (B6)	S7	69	7.69	0.002
8	Saluran Babatan (B5)	S8	166	7.27	0.007
9	Saluran Babatan (B4)	S9	162	4.73	0.011
10	Saluran Babatan (B3)	S10	225	1.19	0.027
11	Saluran Babatan (B2)	S11	59	0.70	0.017
12	Saluran Babatan (B1)	S12	370.5	2.34	0.044

**c. Estimasi Nilai  $t_c$** 

Nilai waktu konsentrasi aliran pada hulu Saluran Sekunder Babatan ( $t_c$ ) merupakan penjumlahan dari waktu aliran air dari lahan//permukaan yang masuk kedalam saluran ( $t_0$ ) dengan aliran air mengalir sepanjang saluran ( $t_f$ ) pada suatu titik yang dikontrol.

Contoh perhitungan  $T_c$  saluran Linkar Dalam 1:

- Nilai  $t_0$  saluran T12-T11 = 0.033 jam
- Nilai  $t_f$  saluran T12-T11 = 0.052 jam
- $T_c = t_0 + t_f$   
 $T_c = 0.085$  jam

Dengan cara yang sama didapatkan nilai  $t_c$  yang dirangkum pada tabel berikut:

**Tabel 4.14** Perhitungan  $t_c$  Saluran Tersier

No	Saluran	Kode	to	tf	tc
			jam	jam	jam
1	Saluran Babatan Mukti 1	T1	0.026	0.158	0.184
2	Saluran Babatan 2	T2	0.026	0.115	0.141
3	Saluran Menganti Karangan	T3	0.033	0.155	0.188
4	Saluran Babatan 3	T4	0.050	0.190	0.240
5	Saluran Babatan 4	T5	0.033	0.012	0.046
6	Saluran Babatan 1	T6	0.077	0.004	0.081
7	Saluran Babatan 3 kanan	T7	0.045	0.025	0.070
8	Saluran Babatan 3 Atas	T8	0.063	0.021	0.084
9	Saluran Waduk	T9	0.063	0.009	0.073
10	Saluran Lingkar Dalam 2	T10	0.085	0.012	0.089
11	Saluran Lingkar Dalam 1	T11	0.033	0.052	0.085

**Tabel 4.15** Perhitungan  $t_c$  Saluran Sekunder

No	Saluran	Kode	to	tf	tc
			menit	menit	menit
1	Saluran Babatan (B12)	S1	0.278	0.010	0.288
2	Saluran Babatan (B11)	S2	0.274	0.004	0.278
3	Saluran Babatan (B10)	S3	0.263	0.011	0.274
4	Saluran Babatan (B9)	S4	0.253	0.010	0.263
5	Saluran Babatan (B8)	S5	0.190	0.063	0.253
6	Saluran Babatan (B7)	S6	0.185	0.005	0.190
7	Saluran Babatan (B6)	S7	0.183	0.002	0.185

**Tabel 4.15 Lanjutan.** Perhitungan  $t_c$  Saluran Sekunder

No	Saluran	Saluran	to	tf	tc
			menit	menit	menit
8	Saluran Babatan (B5)	S8	0.175	0.007	0.183
9	Saluran Babatan (B4)	S9	0.164	0.011	0.175
10	Saluran Babatan (B3)	S10	0.138	0.027	0.164
11	Saluran Babatan (B2)	S11	0.121	0.017	0.138
12	Saluran Babatan (B1)	S12	0.077	0.044	0.121

#### 4.1.4.2 Perhitungan Koefisien Pengaliran (C)

Daerah yang ditinjau memiliki banyak Inlet antara lain dari Perumahan Babatan Mukti, Waduk Unesa, Perumahan Babatan yang merupakan gabungan dari beberapa lahan antara lain RTH (Ruang Terbuka Hijau), perumahan, jalan, dan fasilitas umum. Sehingga menurut tabel 2.10 nilai koefisien pengaliran (C) dapat dilihat pada tabel 4.16.

**Tabel 4.16** Nilai C dan Luas DAS saluran Tersier

No	Saluran	Kode	Ablok	C
			km2	
1	Saluran Babatan Mukti 1	T1	0.0250	0.79
2	Saluran Babatan 2	T2	0.0077	0.52
3	Saluran Menganti Karang	T3	0.1400	0.80
4	Saluran Babatan 3	T4	0.0490	0.80
5	Saluran Babatan 4	T5	0.0330	0.80
6	Saluran Babatan 1	T6	0.0980	0.80
7	Saluran Babatan 3 kiri	T7	0.0084	0.61
8	Saluran Babatan 3 Atas	T8	0.0430	0.52

**Tabel 4.16 Lanjutan.** Nilai C dan Luas DAS Saluran Tersier

No	Saluran	Kode	Ablok	C
			km2	
9	Saluran Waduk	T9	0.0200	0.34
10	Saluran Lingkar Dalam 2	T10	0.0200	0.30
11	Saluran Lingkar Dalam 1	T11	0.1200	0.50

**Tabel 4.17.** Nilai C dan Luas DAS Saluran Sekunder

No	Saluran	Saluran	Ablok	C
			km2	
1	Saluran Babatan (B12)	S1	0.0460	0.54
2	Saluran Babatan (B11)	S2	0.0054	0.54
3	Saluran Babatan (B10)	S3	0.0400	0.80
4	Saluran Babatan (B9)	S4	0.0071	0.59
5	Saluran Babatan (B8)	S5	0.0830	0.76
6	Saluran Babatan (B7)	S6	0.1258	0.96
7	Saluran Babatan (B6)	S7	0.0513	0.80
8	Saluran Babatan (B5)	S8	0.0470	0.79
9	Saluran Babatan (B4)	S9	0.1100	0.80
10	Saluran Babatan (B3)	S10	0.0634	0.77
11	Saluran Babatan (B2)	S11	0.0436	0.52
12	Saluran Babatan (B1)	S12	0.0800	0.31



#### 4.1.4.3 Perhitungan Intensitas Hujan (I)

Intensitas Hujan diperoleh dengan cara melakukan analisis data hujan baik secara statistik maupun secara empiris. Biasanya intensitas hujan dihubungkan dengan durasi hujan angka pendek misalnya 5 menit, 30 menit, 60 menit dan jam jam-an. Dalam perhitungan ini, digunakan durasi hujan maksimum untuk kota Surabaya dengan  $T_d = 4$  jam agar mendapatkan perencanaan saat situasi terburuk terjadi pada kondisi eksisting.

Dalam tugas akhir ini, intensitas hujan dihitung dengan rumus mononobe.

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{t} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Dimana :

$I$  = Intensitas hujan (mm/jam)

$t_c$  = Lamanya waktu konsentrasi dari hulu ke bagian titik tinjau (jam)

$R_{24}$  = Curah hujan maksimum harian (selama 24 jam) (mm)

Contoh perhitungan  $t_c$  saluran Lingkar Dalam 1 :

$$I_t = \frac{106,2974}{24} \left( \frac{24}{0.085} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 1250 \text{ mm/jam}$$

Dengan cara yang sama, didapatkan nilai intensitas hujan yang dirangkum pada tabel berikut:

**Tabel 4.18.** Intensitas Hujan pada Saluran Tersier

No	Saluran	Kode	tc	I
			jam	mm/jam
1	Saluran Babatan Mukti 1	T1	0.081	197.0
2	Saluran Babatan 2	T2	0.141	136.0
3	Saluran Menganti Karangan	T3	0.188	112.3
4	Saluran Babatan 3	T4	0.240	95.5
5	Saluran Babatan 4	T5	0.045	293.2
6	Saluran Babatan 1	T6	0.081	197.2
7	Saluran Babatan 3 kiri	T7	0.069	220.0

**Tabel 4.18 Lanjutan.** Intensitas Hujan pada Saluran Tersier

No	Saluran	Kode	tc	I
			jam	mm/jam
8	Saluran Babatan 3 Atas	T8	0.084	191.9
9	Saluran Waduk	T9	0.073	211.8
10	Saluran Lingkar Dalam 2	T10	0.089	184.8
11	Saluran Lingkar Dalam 1	T11	0.085	190.6

**Tabel 4.19.** Intensitas Hujan pada Saluran Sekunder

No	Saluran	Saluran	tc	I
			menit	mm/jam
1	Saluran Babatan (B12)	S1	0.288	84.6
2	Saluran Babatan (B11)	S2	0.278	86.6
3	Saluran Babatan (B10)	S3	0.274	87.4
4	Saluran Babatan (B9)	S4	0.263	89.8
5	Saluran Babatan (B8)	S5	0.253	92.2
6	Saluran Babatan (B7)	S6	0.190	111.7
7	Saluran Babatan (B6)	S7	0.185	113.5
8	Saluran Babatan (B5)	S8	0.183	114.5
9	Saluran Babatan (B4)	S9	0.175	117.7
10	Saluran Babatan (B3)	S10	0.164	122.9
11	Saluran Babatan (B2)	S11	0.138	138.3
12	Saluran Babatan (B1)	S12	0.121	151.0

#### 4.1.4.4 Perhitungan Debit Banjir (Q)

##### a. Perhitungan Debit Banjir Inlet Saluran Babataan

Pada perhitungan debit banjir, metode yang digunakan ialah metode rasional, karena luas DAS saluran tersier kurang dari 300 ha. Dalam perhitungan ini, dibutuhkan nilai Koefisien pengaliran (C), Intensitas Hujan, dan Luas daerah pengaliran (DAS).

Contoh Perhitungan debit banjir Q5tahun saluran Babatan Mukti 1 :

Data yang diperlukan :

- C Saluran T1 = 0.79
- A Saluran T1 = 0.025 km<sup>2</sup>
- I Saluran T1 = 197 mm/jam
- $Q = 0.278 \times C \times I \times A$   
 $Q = 1.078 \text{ m}^3/\text{det}$

Contoh Perhitungan untuk mendapatkan hidrograf saluran Babatan Mukti 1:

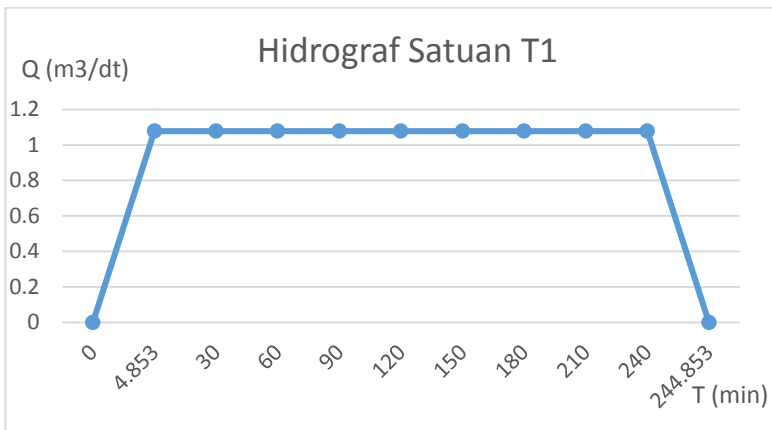
Data yang diperlukan:

- Nilai Qp = 1.078 m<sup>3</sup>/det
- Nilai Tc = 0.085 jam = 5.1 menit
- Nilai Td (waktu lama hujan) = 4 jam = 240 menit (asumsi waktu terlama hujan di kota Surabaya)

Lalu dibuatlah tabel seperti di bawah ini (tabel 4.20) untuk mendapatkan grafik hidrogaf pada gambar 4.2

**Tabel 4.20** Tabel Hidrograf saluran Babatan Mukti 1

Tabel Hidrograf Sal. Babatan Mukti 1	
Waktu (min)	Debit (m <sup>3</sup> /det)
0	0
<b>4.853</b>	<b>1.077973</b>
30	1.077973
60	1.077973
90	1.077973
120	1.077973
150	1.077973
180	1.077973
210	1.077973
240	1.077973
244.853	0

**Gambar 4.2** Grafik Hidrograf T1

Untuk saluran lainnya dapat dilihat pada tabel 4.21 berikut:

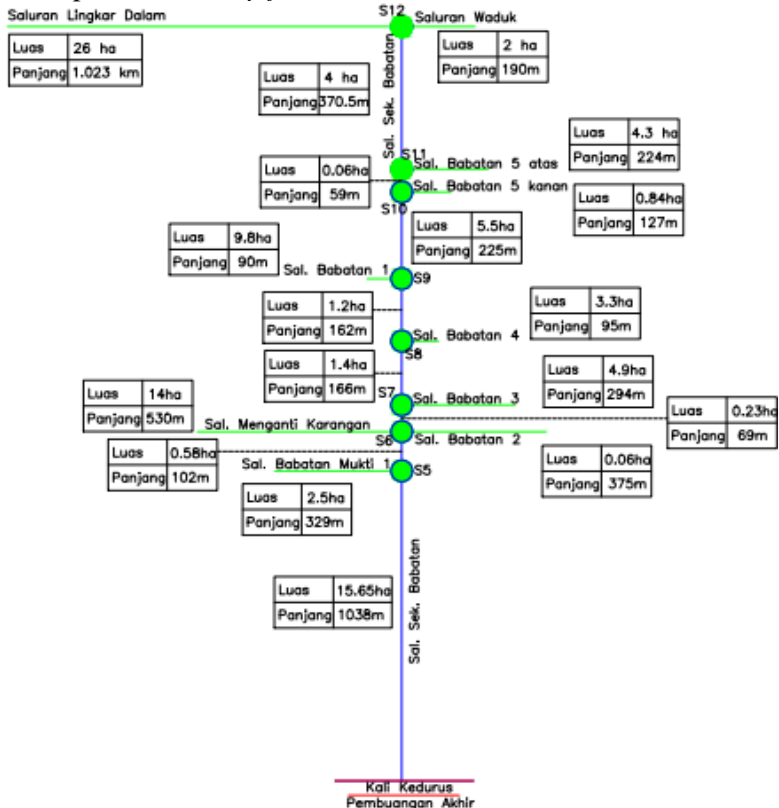
**Tabel 4.21** Perhitungan I dan Q<sub>Hidrologi</sub>

NO.	Saluran yang ditinjau	PERHITUNGAN DEBIT RENCANA 5 TAHUN				OUTLET SALURAN
		A (km <sup>2</sup> )	C	I (mm/jam)	Q (m <sup>3</sup> /s)	
1	Saluran Lingkar Dalam 1	0.12	0.50	190.81	3.21	-
2	Saluran Lingkar Dalam 2	0.02	0.30	184.4	0.31	S12
3	Saluran Waduk	0.02	0.34	212.42	0.40	S12
4	Saluran Babatan Atas	0.04	0.52	192.53	1.20	S11
5	Saluran Babatan Kanan	0.01	0.61	216.55	0.31	S10
6	Saluran Babatan 1	0.098	0.80	197.37	4.28	S9
7	Saluran Babatan 4	0.033	0.80	307.37	2.25	S8
8	Saluran Babatan 3	0.05	0.80	173.32	1.88	S7
9	Saluran Babatan 2	0.01	0.52	157.85	0.18	S6
10	Saluran Menganti Karang	0.14	0.80	115.50	3.61	S6
11	Saluran Babatan Mukti 1	0.03	0.79	114.08	0.62	S5

(Sumber: Hasil Perhitungan)

### b. Perhitungan pada saluran Sekunder Babatan

Setelah menghitung hidrograf satuan tiap inlet saluran Sekunder Babatan, debit yang masuk di tiap saluran saluran Sekunder Babatan (gambar 4.3) dapat dicari dengan superposisi hidrograf antar outlet saluran yang masuk karena jenis aliran merupakan *Unsteady-flow*.



**Gambar 4.3** Skema Jaringan Saluran Sekunder Babatan

Contoh Perhitungan debit banjir Q5tahun Saluran Babatan S12:

Berdasarkan gambar 4.3, inlet debit dari saluran S12 berasal dari outlet saluran Lingkari Dalam dan Saluran Waduk, maka dilakukan superposisi dari T10 dan T9. Sehingga dibuat :

- Tabel hidrograf T10 (tabel 4.22) dan hidrograf satuan T10 (gambar 4.4)
- Tabel hidrograf T9 (tabel 4.23) dan hidrograf satuan T9 (gambar 4.5)

**Tabel 4.22** Tabel Hidrograf T10

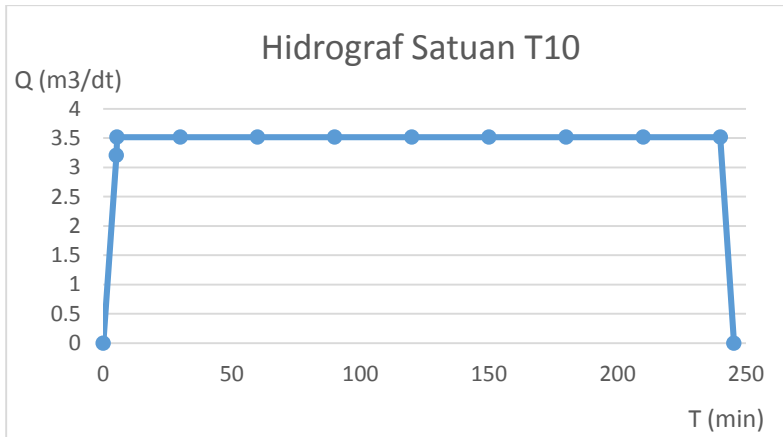
Tabel Hidrograf T10	
Waktu (min)	Debit (m <sup>3</sup> /det)
0	0
5.10	3.20
5.34	3.51
30	3.51
60	3.51
90	3.51
120	3.51
150	3.51
180	3.51
210	3.51
240	3.51
245.34328 1	0

(hasil perhitungan)

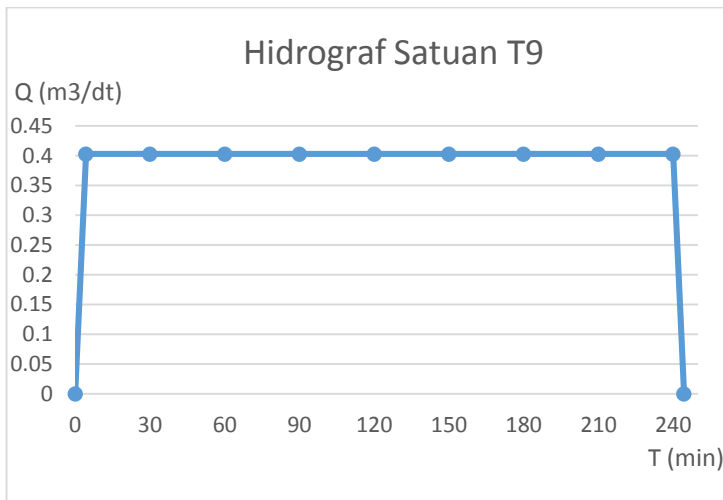
**Tabel 4.23** Tabel Hidrograf T9

Tabel Hidrograf T9	
Waktu (min)	Debit (m <sup>3</sup> /det)
0	0
4.335	0.403
30	0.403
60	0.403
90	0.403
120	0.403
150	0.403
180	0.403
210	0.403
240	0.403
244.335	0

(hasil perhitungan)



**Gambar 4.4** Grafik Hidrograf T10



**Gambar 4.5** Grafik Hidrograf T9

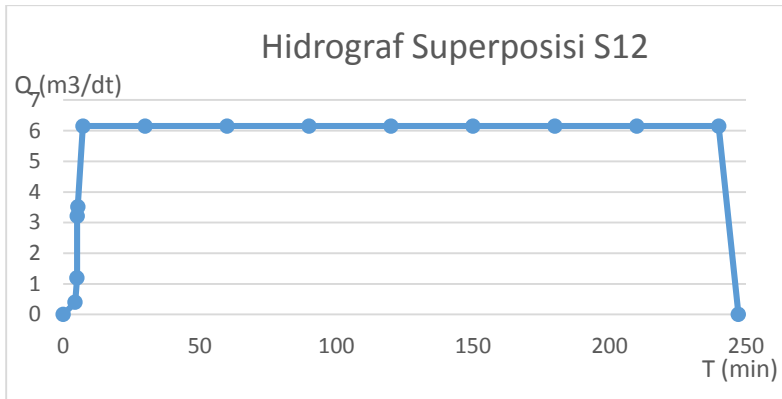
Setelah tabel hidrograf kedua outlet tergambar, maka debit hidrograf Saluran S12 dapat dicari dengan menjumlah



kedua debit pada waktu atau  $t_c$  yang sama untuk mendapatkan nilai debit yang terbesar pada inlet S12. Setelah mendapatkan nilai debit, maka didapat pula  $T_c$  pada inlet S12. Sehingga didapat tabel hidrograf baru untuk S12 dengan nilai  $T_c$  dan Debit seperti terlihat pada tabel 4.24 dan gambar 4.6.

**Tabel 4.24** Tabel Hidrograf Superposisi S12

Tabel Hidrograf T10	
Waktu (min)	Debit (m <sup>3</sup> /det)
0	0
4.354	0.401884
5.051	1.191
5.102	3.209
5.343	3.517
<b>7.236</b>	<b>6.152</b>
30	6.15
60	6.15
90	6.15
120	6.15
150	6.15
180	6.15
210	6.15
240	6.15
247.236	0



**Gambar 4.6** Grafik Hidrograf Superposisi S12

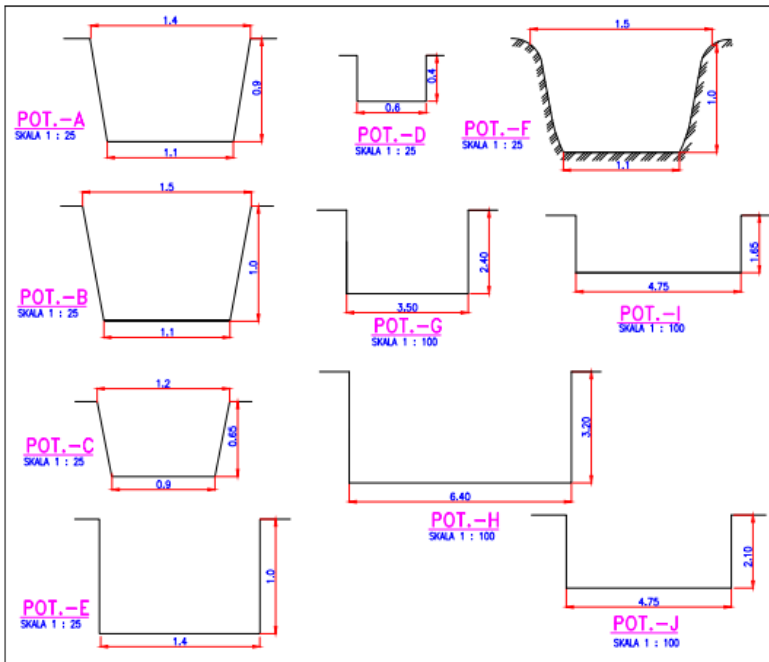
Untuk perhitungan debit saluran Sekunder Babatan dapat dilihat pada tabel 4.25

**Tabel 4.25** Perhitungan Debit Outlet Saluran Sekunder Babatan

NO.	Saluran yang ditinjau	PERHITUNGAN DEBIT RENCANA 5 TAHUN			
		A (km <sup>2</sup> )	C	I (mm/jam)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1	S12	0.20	0.43	144.34	11.46
2	S11	0.04	0.52	127.40	12.57
3	S10	0.06	0.77	104.47	14.12
4	S9	0.11	0.80	101.27	18.70
5	S8	0.05	0.79	97.79	20.75
6	S7	0.051	0.80	97.46	25.52
7	S6	0.126	0.96	95.06	29.33
8	S5	0.08	0.76	85.71	30.83
9	S4	0.01	0.59	63.74	30.90
10	S3	0.04	0.80	63.00	31.46
11	S2	0.01	0.54	62.79	31.51
12	S1	0.05	0.54	61.13	31.93

## 4.2 Analisis Hidrolika Tahap Evaluasi

Perhitungan dimensi saluran bertujuan untuk mengetahui apakah saluran eksisting sekunder Babatan mampu untuk menampung debit banjir Q5 tahun. Data pada perhitungan ini menggunakan data sekunder saluran dengan dicocokkan terhadap kondisi di lapangan (gambar 4.7)



**Gambar 4.7** Data Potongan Saluran Sekunder Babatan

#### 4.2.1 Perhitungan Saluran Eksisting

Contoh perhitungan Saluran eksisting Babatan S10:

Saluran S10 merupakan saluran Potongan B (gambar 4.8) dengan data sebagai berikut:



**Gambar 4.9** Data Potongan Saluran Sekunder Babatan potongan G

Bentuk penampang Persegi

Ukuran Penampang

B = 3.5 meter

H = 2.4 meter

Panjang Saluran = 225 meter

Tinggi jagaan = 0.15 meter (saluran sekunder)

Luas =  $b \times h = 8.4 \text{ m}^2$

P (keliling basah) =  $B + 2H$

$$= 3.5 + 2 \times 2.4$$

$$= 8 \text{ meter}$$

$$R \text{ (jari-jari hidrolik)} = \frac{A}{P} = \frac{8.4}{8} = 1.05 \text{ m}$$

nsaluran = 0.012 (Cor beton)

Ssaluran = 0.0002 (dari data sekunder)

$$V \text{ (kecepatan)} = \frac{1}{n} x R^{2/3} x S^{0.5}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{HIDROLIKA}} &= \frac{1}{0.012} \times 1.05^{2/3} \times 0.0002^{0.5} \\
 &= 1.19 \text{ m/s} \\
 &= A \times V \\
 &= 8.4 \times 1.19 = 9.997 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan  $Q_{\text{Hidrolika}}$  saluran lainnya dapat dilihat pada tabel 4.26

**Tabel 4.26** Perhitungan Q Hidrolika saluran tersier

No	Saluran	L sal	H	B	A	P	R	n	s	v	Q hidrolika
		m	m	m	m <sup>2</sup>	m	m			m/s	m <sup>3</sup>
1	T1	329	1	1.4	2.8	9.6	0.29	0.012	0.0003	0.580	1.624
2	T2	375	0.6	0.6	0.24	1.4	0.17	0.015	0.0019	0.907	0.218
3	T3	530	1.2	1.1	1.125	2.92	0.38	0.015	0.0007	0.951	1.070
4	T4	294	0.5	0.6	0.24	1.4	0.17	0.015	0.0004	0.430	0.103
5	T5	95	0.5	0.6	0.24	1.4	0.17	0.015	0.0108	2.141	0.514
6	T6	90	0.8	0.9	0.69	2.24	0.31	0.015	0.0367	5.826	4.024
7	T7	127	1.2	1.1	1.125	2.92	0.38	0.015	0.0016	1.399	1.574
8	T8	224	1.2	1.1	1.125	2.92	0.38	0.015	0.0072	2.992	3.366
9	T9	190	1.15	1.1	1.267	3.12	0.4	0.015	0.0248	5.744	7.276
10	T10	220	1.3	1.1	1.3	3.13	0.41	0.015	0.0175	4.904	6.375
11	T11	803	1.2	1.1	1.125	2.92	0.38	0.015	0.0149	4.310	4.849

**Tabel 4.27** Perhitungan Q Hidrolika saluran sekunder

No	Saluran	L sal	H	B	A	P	R	n	s	v	Q hidrolika
		m	m	m	m <sup>2</sup>	m	m			m/s	m <sup>3</sup>
1	S1	160	2.4	4.75	10.52625	8.982685	1.171838	0.0150	0.0044	4.901	51.592
2	S2	68	2.4	4.75	10.52625	8.982685	1.171838	0.0150	0.0048	5.151	54.222
3	S3	158	2.4	4.75	10.52625	8.982685	1.171838	0.0150	0.0051	5.273	55.501
4	S4	104	1.95	4.75	8.177813	8.075681	1.012647	0.0150	0.0025	3.343	27.337
5	S5	568	1.95	4.75	8.177813	8.075681	1.012647	0.0150	0.0030	3.677	30.072
6	S6	102	1.95	4.75	8.177813	8.075681	1.012647	0.0150	0.0062	5.280	43.176
7	S7	69	3.2	6.4	14.88667	10.86069	1.370692	0.0120	0.0056	7.688	114.451
8	S8	166	2.55	3.5	8.4	8.3	1.012048	0.0120	0.0075	7.268	61.055
9	S9	162	2.55	3.5	8.4	8.3	1.012048	0.0120	0.0032	4.732	39.751
10	S10	225	2.55	3.5	8.4	8	1.05	0.0120	0.0002	1.190	9.997
11	S11	59	1.3	1.1	1.267	3.127697	0.40509	0.0150	0.0004	0.695	0.881
12	S12	370.5	1.3	1.1	1.267	3.127697	0.40509	0.0150	0.0041	2.339	2.963

### 4.3 Evaluasi Saluran Sekunder Babatan

Dari perhitungan di atas didapat nilai Q hidrologi dan Q hidrolika eksisting saluran sekunder Babatan. Evaluasi dapat dilakukan dengan membandingkan debit Q hidrolika eksisting dengan Q hidrologi. Jika nilai Q hidrolika lebih besar dari nilai Q hidrologi maka penampang dapat menampung debit yang masuk, dan apabila Q hidrologi lebih besar dari nilai Q hidrolika, maka penampang saluran eksisting tidak dapat menampung debit yang masuk dan dibutuhkan perencanaan saluran baru atau solusi lain untuk menampung debit di saluran sekunder Babatan. Hasil evaluasi dapat dilihat pada tabel 4.28.

**Tabel 4.28** Perhitungan Evaluasi saluran Sekunder Babatan

No.	Saluran	Q (debit)(m <sup>3</sup> /det)		
		Hidrolika	Hidrologi	delta
1	T1	1.624	0.624	1.00
2	T2	0.218	3.505	-3.29
3	T3	1.070	0.153	0.92
4	T4	0.103	1.035	-0.93
5	T5	0.514	2.110	-1.60
6	T6	4.024	4.276	-0.24
7	T7	1.574	0.308	1.27
8	T8	3.366	1.191	2.17
9	T9	7.276	0.402	6.87
10	T10	6.375	6.432	-0.06
11	T11	4.849	3.209	1.64
12	S1	51.592	31.93	19.661
13	S2	54.222	31.51	22.711
14	S3	55.501	31.46	24.042
15	S4	27.337	30.90	-3.565
16	S5	30.072	30.83	-0.755
17	S6	43.176	29.33	13.848
18	S7	114.451	25.52	88.926
19	S8	61.055	20.75	40.301
20	S9	39.751	18.70	21.047
21	S10	9.997	14.12	-4.125
22	S11	0.881	12.57	-11.689
23	S12	2.963	11.46	-8.494

(Sumber: Hasil Perhitungan)



Dari tabel diatas dapat disimpulkan beberapa penampang saluran sekunder Babatan **tidak dapat** menampung debit yang dikeluarkan. Sehingga perlu adanya solusi untuk perbaikan saluran sekunder Babatan agar dapat menampung debit yang masuk.

#### 4.4 Analisis Hidrolika Tahap Perencanaan

Berdasarkan hasil evaluasi saluran eksisting, didapatkan bahwa saluran sekunder Babatan tidak dapat menampung debit Q5tahun eksisting yang mengalir pada saluran tersebut. Jika tidak adanya perbaikan atau perubahan dikhawatirkan menyebabkan banjir pada saluran dan genangan pada daerah disekitar saluran. Untuk menghindari hal tersebut, diperlukan perencanaan saluran / tambahan fasilitas drainase untuk mengurangi debit yang masuk kedalam saluran sekunder Babatan tersebut.

Beberapa solusi yang dapat dilakukan untuk mengurangi debit yang masuk antara lain:

##### 1. Pelebaran dan normalisasi saluran

Dalam pelebaran saluran, harus diperhatikan apakah kondisi di lapangan ada memungkinkan untuk pelebaran dan normalisasi saluran atau tidak. Dapat dilihat melalui survey dan peta. Terlihat dengan jelas pada gambar 4.10, Saluran Sekunder Babatan dititik S1-S11 memiliki kawasan padat akan pemukiman, dan adanya keterbatasan lahan, sedangkan di titik S11-T11 berisi lahan-lahan taman atau rerumputan sehingga dapat dilakukan pelebaran dan normalisasi, akan tetapi hanya akan bisa menangani di kawasan yang di lakukan pelebaran, dan disaluran lainnya masih akan mengalami banjir. Sehingga cara ini dipandang kurang efektif untuk diterapkan disaluran sekunder, sehingga diterapkan pada saluran tersier disekitar saluran sekunder babatan.



**Gambar 4.10** Peta lokasi saluran UNESA dan potongan saluran  
(Sumber: Peta Google Earth, 2016)

2. Penambahan fasilitas Drainase seperti *Long Storage* atau kolam tampung.

Untuk solusi yang kedua yaitu penambahan fasilitas drainase. Lahan yang tersedia adalah lahan terbuka didekat saluran S11, dan fasilitas yang dapat ditambahkan yaitu kolam tampung dengan pintu air dan pompa.

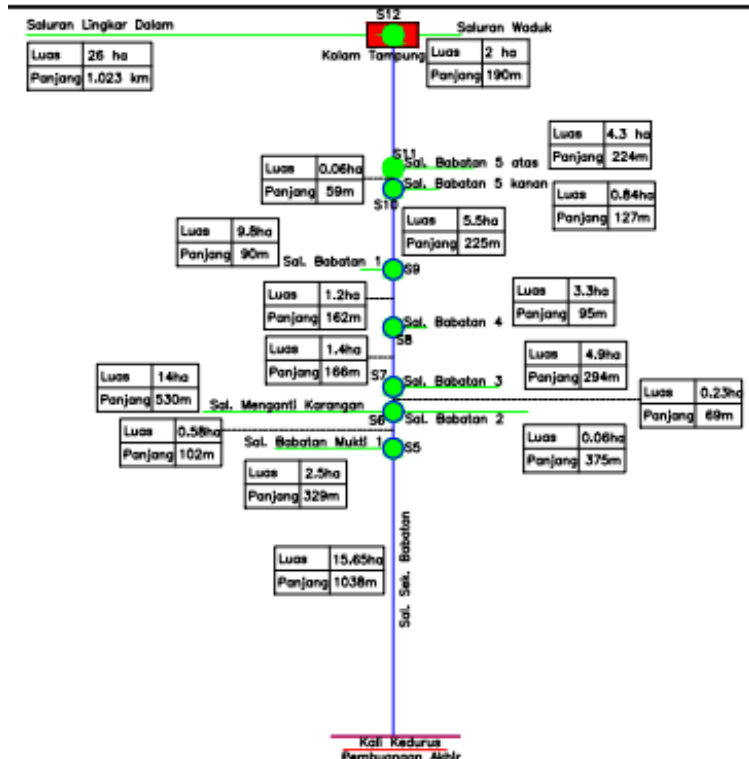
#### 4.4.1 Perencanaan Sistem Drainase Tersier

Untuk menangani terjadi luapan di beberapa titik, diperlukan adanya pelebaran dan normalisasi pada saluran, berdasarkan perhitungan diatas ada beberapa saluran yang kapasitasnya tidak dapat menampung debit air yang masuk. Sehingga dilakukan normalisasi berdasarkan tabel 4.29 berikut:

**Tabel 4.29 Perencanaan Saluran Tersier Baru**

No	Saluran	L sal	H	B	A	P	R	n	s	v	Q hidrolika	selisih
		m	m	m	m <sup>2</sup>	m	m			m/s	m <sup>3</sup>	
1	T1	329	1	1.4	2.8	9.6	0.291667	0.012	0.0003	0.580	1.624	1.00
2	T2	375	1.5	1.6	2.08	4.2	0.495238	0.015	0.0019	1.839	3.826	0.32
3	T3	530	1.2	1.1	1.125	2.9	0.384638	0.015	0.0007	0.951	1.070	0.92
4	T4	294	1.1	1.4	1.4	3.4	0.411765	0.015	0.0004	0.772	1.080	0.05
5	T5	95	1	1.1	0.99	2.9	0.341379	0.015	0.0108	3.388	3.354	1.24
6	T6	90	0.8	1	0.75	2.3	0.322915	0.015	0.0367	6.009	4.540	0.28
7	T7	127	1.2	1.1	1.125	2.9	0.384638	0.015	0.0016	1.399	1.574	1.27
8	T8	224	1.2	1.1	1.125	2.9	0.384638	0.015	0.0072	2.992	3.366	2.17
9	T9	190	1.15	1.1	1.26	3.1	0.404998	0.015	0.0248	5.744	7.276	6.87
10	T10	220	1.3	1.2	1.4	3.2	0.432151	0.015	0.0175	5.046	7.064	0.63
11	T11	803	1.2	1.1	1.12	2.9	0.384638	0.015	0.0149	4.310	4.849	1.64

#### 4.4.2 Perencanaan Sistem Drainase Sekunder Babatan



**Gambar 4.11** Skema Drainase sekunder Babatan tahap perencanaan

Dalam tahap perencanaan ini, pada skema 4.11 ada tambahan kolam tampung untuk menampung debit dari saluran lingkar dalam dan waktu, hal ini dikarenakan debit yang mengalir dari saluran lingkar dalam yang paling besar dan mempengaruhi saluran dibawahnya, sehingga diperlu tampungan agar dapat menunda dan mengontrol debit yang keluar dari kolam tampung.

#### 4.4.3 Perhitungan Dimensi Saluran Inflow Kolam Tampung

Perhitungan dimensi saluran pada inflow kolam tampung berdasarkan debit hidrologi yang masuk kedalam saluran tersebut. Dengan membandingkan dan menyamakan antara nilai debit hidrologi dan hidrolika yang dilakukan dengan cara *Trial and Error*, maka dapat dicari dimensi. Kecepatan dicari dengan rumus manning  $n$  (koefisien manning), dengan nilai  $n$  0.02 (saluran terbuat dari beton). Direncanakan penampang dengan bentuk segi empat karena keterbatasan lahan yang tersedia.

Dalam kasus ini ada saluran T10 dan T9 yang masuk ke kolam tampung, untuk T10 dihitung dengan cara berikut :

$Q_{\text{Hidrologi}}$	$= 3.517 \text{ m}^3/\text{det}$
Elevasi tanah	$= +14.20$
Tinggi jagaan	$= 0.2 \text{ meter}$
Nilai $t_0$	$= 4.60 \text{ menit}$
Panjang saluran	$= 10 \text{ meter}$
B (lebar saluran)	$= 2 \text{ meter}$
hn (tinggi saluran)	$= 1.3 \text{ meter}$
A (luas penampang)	$= 2.6 \text{ m}^2$
P (keliling basah)	$= b+2h$
	$= 4.6 \text{ m}$
R (jari-jari hidrolis)	$= A/P$
	$= 0.565 \text{ m}$
S	$= 0.0018$
$n$ (saluran beton)	$= 0.02$
V (kecepatan)	$= 1/n \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$
	$= 1.45 \text{ m/s} < V_{\text{izin}} = 1.5 \text{ m/s}$
$Q_{\text{Hidrolika}}$	$= A \cdot V$
	$= 3.77$

Dari perhitungan diatas, didapat bahwa  $Q_{\text{Hidrolika}} - Q_{\text{Hidrologi}} = 3.77 - 3.517 = 0.253 \text{ m}^3/\text{det}$ . Maka saluran yang didesain dapat menampung debit limpasan yang masuk. Untuk T9 dihitung seperti cara diatas.

Contoh Perhitungan waktu tempuh dan elevasi saluran:

$$\text{Nilai } t_f = L/60V = 0.23 \text{ menit}$$

Nilai  $t_c = 5.82 + 0.23 = 6.05$  menit

E. dasar saluran  $= +14.2 - 1.3 \text{ m} = +12.9$  (hulu)

E. dasar saluran  $= +12.9 - 10 \times 0.0018 = +12.882$  (hilir)

Untuk perhitungan *trial and error* saluran T10 dan T9, dapat dilihat pada tabel 4.30. dan tabel 4.31

**Tabel 4.30** Cara *trial and error* pada perhitungan saluran T10

h (m)	B	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	Sc	V (m/s)	Q (m <sup>3</sup> /s)
<b>0.5</b>	1	0.50	2.00	0.25	0.0018	0.841847	0.4209233
<b>1</b>	1.2	1.20	3.20	0.375	0.0018	1.103131	1.3237572
<b>1.2</b>	1.5	1.80	3.90	0.461538	0.0018	1.266907	2.2804332
<b>1.2</b>	2	2.40	4.40	0.545455	0.0018	1.416159	3.3987812
<b>1.3</b>	2	2.60	4.60	0.565217	0.0018	1.450162	3.7704219
<b>1.5</b>	2	3.00	5.00	0.6	0.0018	1.509062	4.5271861
<b>1.5</b>	2.1	3.15	5.10	0.617647	0.0018	1.538508	4.8463011

(Sumber: Hasil Perhitungan)

**Tabel 4.31** Cara *trial and error* pada perhitungan saluran T9

h (m)	B	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	Sc	V (m/s)	Q (m <sup>3</sup> /s)
<b>0.3</b>	0.5	0.15	1.10	0.136364	0.0018	0.321145	0.0481717
<b>0.3</b>	0.8	0.24	1.40	0.171429	0.0018	0.374074	0.0897777
<b>0.5</b>	0.8	0.40	1.80	0.222222	0.0018	0.444727	0.1778907
<b>0.5</b>	1	0.50	2.00	0.25	0.0018	0.481055	0.2405276
<b>0.7</b>	1.1	0.77	2.50	0.308	0.0018	0.552843	0.4256893
<b>1.45</b>	1.2	1.74	4.10	0.42439	0.0018	0.68456	1.1911352
<b>1.5</b>	1.5	2.25	4.50	0.5	0.0018	0.763627	1.7181618

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari perhitungan dimensi diatas, didapat kebutuhan saluran untuk masing-masing saluran T10 dan T9 adalah 2 m x 1.25 m dan 1.1 m x 0.7 m dengan tinggi jagaan untuk tiap salurannya sebesar 0.2 meter. Elevasi dasar saluran hilir T10 sebesar +12.885 dan elevasi dasar saluran hilir T9 sebesar +13.535.

#### 4.4.4 Analisis Kolam Tampung

Dalam penempatan lokasi perencanaan, ditinjau kawasan yang memiliki lahan luas, dan tidak mengganggu daerah sekitarnya, pada kasus ini lokasi perencanaan kolam tampung dapat dilihat pada gambar 4.12



**Gambar 4.12** Lokasi Perencanaan Kolam Tampung

Perencanaan kolam tampung dilakukan sebagai salah satu solusi penyelesaian banjir yang terjadi pada saluran Sekunder UNESA yang belum dapat menampung debit banjir rencana. Luas kolam tampung yang direncanakan seluas 16000 m<sup>2</sup> dengan kedalaman 1.8 meter + tinggi jagaan 0.2 meter.

Jumlah debit yang masuk kedalam kolam tampung sebesar 6.152 m<sup>3</sup>/det dari dua saluran yaitu saluran T9 dan saluran T10 dengan **perhitungan superposisi**. perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.32, tabel 4.33, dan tabel 4.34.

**Tabel 4.32** Hidrograf T10

<b>HIDROGRAF SATUAN OUTLET T10</b>	
t (menit)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0
5.10212738	3.208623164
5.343281036	3.516855
30	3.516854718
60	3.516854718
90	3.516854718
120	3.516854718
150	3.516854718
180	3.516854718
210	3.516854718

**Tabel 4.33** Hidrograf T9

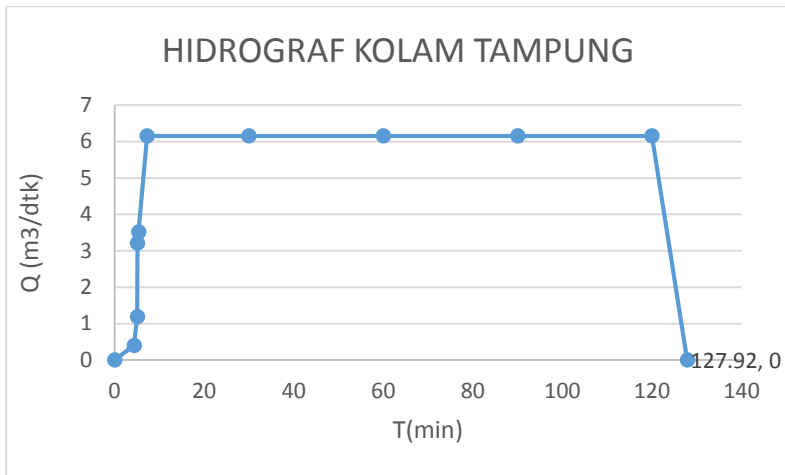
<b>HIDROGRAF SATUAN T9</b>	
t (menit)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0
4.354120076	0.401883564
30	0.401883564
60	0.401883564
90	0.401883564
120	0.401883564
150	0.401883564
180	0.401883564
210	0.401883564

**Tabel 4.34** Hidrograf Superposisi Kolam Tampung

<b>HIDROGRAF SATUAN KOLAM TAMPUNG</b>	
t (menit)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0
4.354	0.401884
5.051	1.191
5.102	3.209
5.343	3.517
<b>7.236</b>	<b>6.152</b>
30	6.152
60	6.152
90	6.152
120	6.152
127.92	0



Grafik superposisi dapat dilihat pada gambar 4.13.



**Gambar 4.13** Grafik Hidrograf Kolam Tampung  $t_d = 2$  jam

Lalu dihitung volume limpasan jika pada kondisi  $t = 2$  jam dengan rencana luas kolam tampung sebesar  $16000 \text{ m}^2$ . Dihitung ketinggian di kolam tampung.

Volume kolam tampung digunakan rumus trapesium sebagai berikut :

$$V = \frac{1}{2}(Q_1 + Q_2)(t_2 - t_1)$$

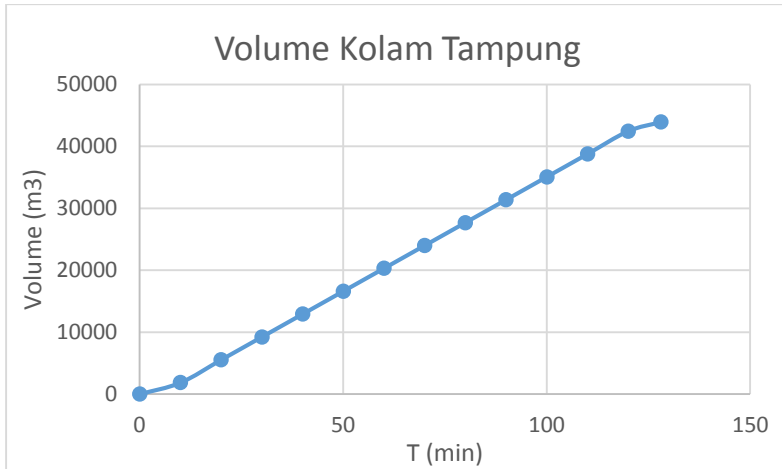
Dan maka untuk mendapatkan kedalaman kolam tampung adalah  $H = \frac{\text{Volume}}{\text{Luas kolam}}$

Tabel 4.35 menunjukkan perhitungan volume limpasan pada kondisi  $t_d = 2$  jam. Grafik hidrograf kolam tampung dapat dilihat pada gambar 4.13. Grafik volume kolam tampung dapat dilihat pada gambar 4.14

**Tabel 4.35** Perhitungan Volume Limpasan pada kondisi  $t_d = 2$  jam

t (menit)	Inflow			Kolam Tampung	
	Q inflow (m <sup>3</sup> /dt)	V inflow (m <sup>3</sup> )	V kumulatif (m <sup>3</sup> )	V kolam (m <sup>3</sup> )	H air (m)
0	0	0	0	0	0
10	6.15	1845.6	1845.6	1845.6	0.12
20	6.15	3691.2	5536.8	5536.8	0.35
30	6.15	3691.2	9228	9228	0.58
40	6.15	3691.2	12919.2	12919.2	0.82
50	6.15	3691.2	16610.4	16610.4	1.05
60	6.15	3691.2	20301.6	20301.6	1.28
70	6.15	3691.2	23992.8	23992.8	1.52
80	6.15	3691.2	27684	27684	1.75
90	6.15	3691.2	31375.2	31375.2	1.99
100	6.15	3691.2	35066.4	35066.4	2.22
110	6.15	3691.2	38757.6	38757.6	2.45
120	6.15	3691.2	42448.8	42448.8	2.69
128	0.00	1476.48	43925.28	43925.28	2.78

*(Sumber: Hasil Perhitungan)*



**Gambar 4.14** Volume Kolam Tampung kondisi  $t_d = 2$  jam

Dari tabel 4.30 dan gambar 4.14 didapatkan total volume limpasan adalah sebesar  $44000 \text{ m}^3$ , dan kedalaman sebesar 2.8 meter. Akan tetapi karena kondisi tanah didesain kolam tampung hanya dapat dibangun dengan kedalaman 2 m, sehingga direncanakan kolam tampung kedalaman 2 meter dengan jagaan 0.2 m. Volume yang bisa ditampung adalah  $16000 \text{ m}^2 \times 1.8 \text{ m} = 28800 \text{ m}^3$ , dengan desain bahan kedap air sehingga tidak dipengaruhi air tanah. Sebab volume kolam tampung  $<$  Volume limpasan, maka dibutuhkan tambahan pompa.

#### 4.4.5 Penentuan Muka Air Kolam Tampung

Penentuan elevasi kolam dimulai dari perencanaan muka air kolam. Perencanaan muka air kolam sebagai awal perencanaan muka air saluran inflow dan saluran outflow. direncanakan elevasi muka air kolam tampung pada +13.680. dan elevasi dasar kolam tampung +11.880

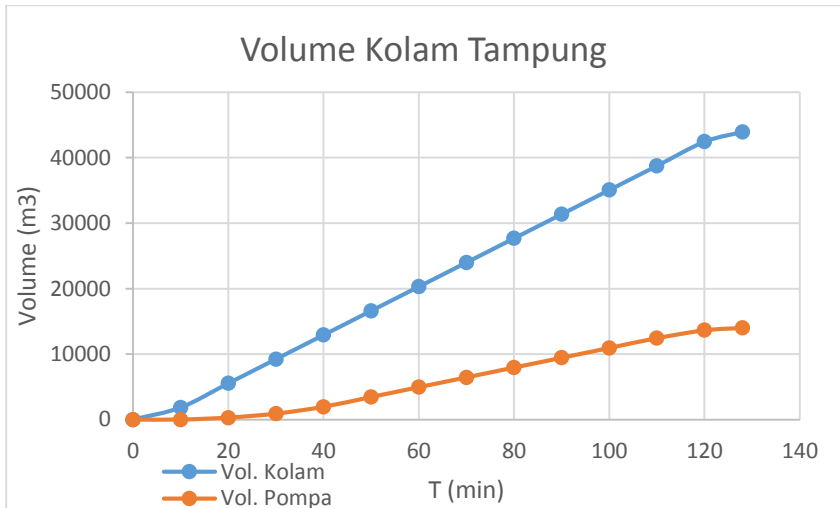
#### 4.4.6 Analisis Pompa

Pada kolam tampung Sistem Drainase Sekunder Babatan akan direncanakan penggunaan pompa untuk membantu

pengeluaran air dari kolam ke saluran Sekunder Babatan. Jumlah pompa yang direncanakan sebanyak 2 buah dengan kapasitas pompa 1 m<sup>3</sup>/det dan 1.5 m<sup>3</sup>/det . Pompa digunakan saat air tidak memungkinkan untuk dikeluarkan dengan pintu air atau muka air saluran Sekunder Babatan lebih tinggi dibandingkan elevasi dasar pintu. Perhitungan pengoperasian pompa dapat dilihat pada tabel 4.31. Grafik volume kolam tampung dan pompa dapat dilihat pada gambar 4.15

**Tabel 4.36** Perhitungan pengoperasian pompa

t (menit)	Inflow			Pompa					Kolam Tampung	
	Q inflow (m <sup>3</sup> /dt)	V inflow (m <sup>3</sup> )	V kumulatif (m <sup>3</sup> )	pompa 1 (m <sup>3</sup> /dt)	V pompa 1 (m <sup>3</sup> )	pompa 2 (m <sup>3</sup> /dt)	V pompa 2 (m <sup>3</sup> )	V kumulatif (m <sup>3</sup> )	V kolam (m <sup>3</sup> )	H air (m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	6.15	1845.60	1845.60	0	0	0	0	0	1845.60	0.12
20	6.15	3691.20	5536.80	1	300	0	0	300	5236.80	0.33
30	6.15	3691.20	9228.00	1	600	0	0	900	8328.00	0.52
40	6.15	3691.20	12919.20	1	600	1.5	450	1950	10969.20	0.69
50	6.15	3691.20	16610.40	1	600	1.5	900	3450	13160.40	0.82
60	6.15	3691.20	20301.60	1	600	1.5	900	4950	15351.60	0.96
70	6.15	3691.20	23992.80	1	600	1.5	900	6450	17542.80	1.10
80	6.15	3691.20	27684.00	1	600	1.5	900	7950	19734.00	1.23
90	6.15	3691.20	31375.20	1	600	1.5	900	9450	21925.20	1.37
100	6.15	3691.20	35066.40	1	600	1.5	900	10950	24116.40	1.51
110	6.15	3691.20	38757.60	1	600	1.5	900	12450	26307.60	1.64
120	6.15	3691.20	42448.80	0	300	1.5	900	13650	28798.80	1.80
128	0	1476.48	43925.28	0	0	0	360	14010	29915.28	1.87



**Gambar 4.15** Volume Kolam Tampung dan Pompa

Dari tabel 4.37 dan gambar 4.15 dapat dilihat total volume limpasan adalah sebesar 44000 m<sup>3</sup>. Dengan menggunakan kolam tampung dan pengoperasian pompa diperlukan kedalaman kolam tampung sebesar 1.87 meter dari 1.8 meter. Pengoperasian pompa dimulai saat menit ke 20 untuk pompa 1 (1 m<sup>3</sup>/dt) dan menit ke 40 untuk pompa ke 2 (1.5 m<sup>3</sup>/dt). Karena elevasi yang terlalu kecil, sehingga dalam perencanaan kolam tampung didesain memiliki kemiringan yang landai sekitar 0.0001 dan cekungan yang dalam agar *foot* klep pompa selalu dalam kondisi tenggelam oleh air.

#### 4.4.7 Perhitungan Saluran *Outflow* Kolam dan Pintu

Saluran pembuang didesain untuk mengalirkan air dari kolam ke saluran pembuang melalui pintu. Berikut merupakan perhitungan saluran *outflow* kolam tumpang:

$Q_{\text{Hidrologi}}$ yang dikeluarkan	$= 1 \text{ m}^3/\text{det}$
Elevasi tanah	$= +13.880$
Elevasi muka air rencana	$= +12.980$
Tinggi jagaan	$= 0.2 \text{ meter}$
Panjang saluran	$= 10 \text{ meter}$
B (lebar saluran)	$= 2 \text{ meter}$
hn (tinggi saluran)	$= 0.6 \text{ meter}$
A (luas penampang)	$= 1.2 \text{ m}^2$
P (keliling basah)	$= b+2h$
	$= 3.2 \text{ m}$
R (jari-jari hidrolik)	$= A/P$
	$= 0.375 \text{ m}$
S	$= 0.001$
n (saluran beton)	$= 0.02$
V (kecepatan)	$= 1/n \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$
	$= 0.82 \text{ m/s} < V_{\text{izin}} = 1.5 \text{ m/s}$
$Q_{\text{Hidrolika}}$	$= A \cdot V$
	$= 1 \text{ m}^3/\text{det}$
Elevasi dasar hulu	$= +12.380$
Elevasi dasar hilir	$= +12.378$

Pintu air akan dibuka apabila muka air di luar kawasan lebih rendah dari elevasi pintu air yaitu +12.278.

Rumus yang digunakan untuk menghitung debit yang keluar dari pintu air adalah:

$$Q = \mu a b \sqrt{2gh}$$

$Q$  = debit (digunakan debit yang diizinkan dari kolam)

$\mu$  = koefisien debit (0.8)

$a$  = tinggi bukaan pintu (m)

b = lebar pintu (m)

g = percepatan gravitasi (9.8 m/det<sup>2</sup>)

h = Beda tinggi muka air (m)

Untuk mendapatkan nilai a diperlukan elevasi muka air di tampungan. Karena pintu dioperasikan saat hujan telah berhenti maka beda tinggi muka air dapat diketahui.

Perhitungan pengoperasian pintu untuk bukaan pintu adalah sebagai berikut:

$Q_{\text{Hidrologi}} \text{ yang keluaran} = 1 \text{ m}^3/\text{det}$

B (lebar saluran = pintu) = 2 meter

$\mu$  = koefisien debit (0.8)

elevasi muka air kolam = +12.880

elevasi muka air pembuang = +11.578

h (beda elevasi antara pembuang dan kolam)

h = 1.2 meter

$$Q = \mu a b \sqrt{2gh}$$

$$4 = 0.8 a 2.2 \sqrt{2 \times 9.8 \times 1.25}$$

$$a = \frac{4}{0.8 \times 2.2 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 1.25}} = 0.469 \text{ meter}$$

a = 0.469 meter

Dari perhitungan di atas, didapat tinggi bukaan pintu sebesar 0.47 meter.



#### 4.4.8 Pengoperasian Kolam Tampung

Pada pengoperasian kolam tampung di rencanakan sesuai dengan tabel berikut ini :

**Tabel 4.37.**Perhitungan Pengoperasian Kolam Tampung dengan Pintu Air dan Pompa

t (menit)	Inflow			Pompa					Pintu Air		Kolam Tampung	
	Q inflow (m <sup>3</sup> /dtk)	V inflow (m <sup>3</sup> )	V kumulatif (m <sup>3</sup> )	pompa 1 (m <sup>3</sup> /s)	V pompa 1 (m <sup>3</sup> )	pompa 2 (m <sup>3</sup> /s)	V pompa 2 (m <sup>3</sup> )	V kumulatif (m <sup>3</sup> )	V pintu (m <sup>3</sup> )	V kumulatif (m <sup>3</sup> )	V kolam (m <sup>3</sup> )	H air (m)
0	0	0	3168	0	0	0	0	0	1	0	3168	0.198
10	6.15	1845.60	5013.60	1	300	1.5	450	750	1	600	3663.60	0.228975
20	6.15	3691.20	8704.80	1	600	1.5	900	2250	1	600	5854.80	0.365925
30	6.15	3691.20	12396.00	1	600	1.5	900	3750	1	600	8046	0.502875
40	6.15	3691.20	16087.20	1	600	1.5	900	5250	1	600	10237.2	0.639825
50	6.15	3691.20	19778.40	1	600	1.5	900	6750	1	600	12428.4	0.776775
60	6.15	3691.20	23469.60	1	600	1.5	900	8250	0	300	14919.6	0.932475
70	6.15	3691.20	27160.80	1	600	1.5	900	9750	0	0	17410.8	1.088175
80	6.15	3691.20	30852.00	1	600	1.5	900	11250	0	0	19602	1.225125
90	6.15	3691.20	34543.20	1	600	1.5	900	12750	0	0	21793.2	1.362075
100	6.15	3691.20	38234.40	1	600	1.5	900	14250	0	0	23984.4	1.499025
110	6.15	3691.20	41925.60	1	600	1.5	900	15750	0	0	26175.6	1.635975
120	6.15	3691.20	45616.80	1	600	1.5	900	17250	0	0	28366.8	1.772925
128	0	1476.48	47093.28	1	480	1.5	720	18450	0	0	28643.28	1.790205

Pengoperasian kolam tampung dilengkapi dengan menggunakan pintu air dan pompa, tampungan tetap disaat tanpa hujan berada di elevasi 0.198 m dengan tampungan 3168 m<sup>3</sup>. Terlihat di tabel diketahui untuk hujan selama 2 jam dalam pengoperasian, pintu dibuka dimenit awal sampai menit k-50. Untuk pompa sudah dioperasikan pada menit ke 10 sampai hujan berakhir.

#### 4.4.9 Perhitungan Dimensi Saluran Sekunder Babatan Baru

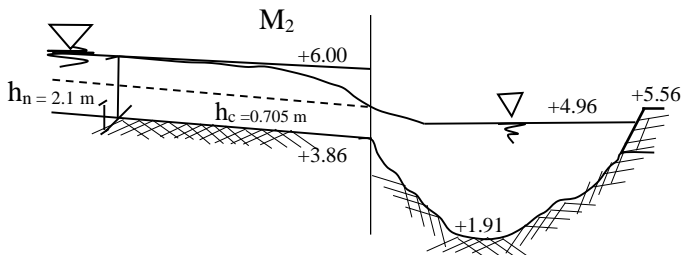
Dengan cara yang sama, dilakukan perhitungan ulang dengan debit yang keluar dari kolam tampung sebesar 4 m<sup>3</sup>/dt, dan diapat nilai seperti berikut:

**Tabel 4.38** Perencanaan Saluran Sekunder Babatan Baru

No.	Saluran		Q (debit)(m3/det)		
			Hidrolika	Hidrologi	delta
1	Saluran Babatan (B12)	S1	51.592	24.47	27.118
2	Saluran Babatan (B11)	S2	54.222	24.05	30.168
3	Saluran Babatan (B10)	S3	55.501	24.00	31.499
4	Saluran Babatan (B9)	S4	27.337	23.44	3.892
5	Saluran Babatan (B8)	S5	30.072	23.37	6.702
6	Saluran Babatan (B7)	S6	43.176	21.87	21.305
7	Saluran Babatan (B6)	S7	114.451	18.07	96.384
8	Saluran Babatan (B5)	S8	61.055	13.30	47.758
9	Saluran Babatan (B4)	S9	39.751	11.25	28.504
10	Saluran Babatan (B3)	S10	9.997	6.67	3.332
11	Saluran Babatan (B2)	S11	5.881	5.11	0.771
12	Saluran Babatan (B1)	S12	5.963	4	1.563

#### 4.4.10 Profil Muka Air Hilir Saluran UNESA

Perhitungan profil muka air diperlukan untuk mengetahui apakah terjadi *backwater* di hilir saluran Sekunder Babatan atau tidak. Hal tersebut dapat diketahui dari perbedaan elevasi muka air antara hulu saluran Kedurus dengan hilir saluran Sekunder Babatan. Dari hasil perhitungan perencanaan dimensi saluran Sekunder Babatan, didapat elevasi Muka Air hilir nya +6.240 dan elevasi dasar salurannya +4.1. Dan dari hasil data saluran kali kedurus didapat elevasi dasar saluran +2.15 dengan elevasi muka air +5.2. Beda elevasi Muka Air antara hilir saluran Sekunder Babatan dan Kali kedurus adalah 1.95 meter (gambar 4.18). Jadi tidak ada *backwater* pada perencanaan dimensi saluran Sekunder Babatan



**Gambar 4.18** Profil Muka Air di hilir saluran

## **BAB V**

### **KESIMPULAN**

#### **5.1 Kesimpulan**

Kesimpulan yang diperoleh pada tugas akhir Perencanaan Ulang Saluran Sekunder Babatan dengan Penambahan Kolam Tampung dan Saluran Tambahan berdasarkan analisis yang telah dilakukan adalah sebagai berikut:

1. Dari hasil perhitungan diketahui bahwa kondisi eksisting saluran Sekunder Babatan tidak dapat menampung debit aliran air hujan yang terjadi, itu terbukti dimana ada beberapa titik saluran tidak dapat menampung debit air yang masuk dan membuat genangan.
2. Kapasitas Saluran Sekunder Babatan yang dibutuhkan agar dapat menampung debit yang masuk ke saluran yaitu saluran S1 sebesar  $31.93\text{m}^3/\text{dtk}$ , saluran S2 sebesar  $31.51\text{m}^3/\text{dtk}$ , saluran S3 sebesar  $31.46\text{m}^3/\text{dtk}$ , saluran S4 sebesar  $30.90\text{m}^3/\text{dtk}$ , saluran S5 sebesar  $30.83\text{m}^3/\text{dtk}$ , saluran S6 sebesar  $29.33\text{m}^3/\text{dtk}$ , saluran S7 sebesar  $25.52\text{m}^3/\text{dtk}$ , saluran S8 sebesar  $20.75\text{m}^3/\text{dtk}$ , saluran S9 sebesar  $18.70\text{m}^3/\text{dtk}$ , saluran S10 sebesar  $14.12\text{m}^3/\text{dtk}$ , saluran S11 sebesar  $12.57\text{m}^3/\text{dtk}$ , dan saluran S12 sebesar  $11.46\text{m}^3/\text{dtk}$ ,
3. Penanganan yang dilakukan untuk mengatasi luapan air di saluran sekunder babatan adalah dengan memberikan normalisasi dan pelebaran pada saluran tersier dan menambahkan kolam tampung dengan kapasitas tampung  $28000\text{ m}^2$  dengan kedalaman 1.8 dan tambahan pintu serta 2 pompa dengan kapasitas  $2\text{ m}^3/\text{dtk}$

#### **5.2 Saran**

Berdasarkan perhitungan dan analisis data pada Tugas Akhir ini, terdapat beberapa saran yang bisa dijadikan sebagai bahan pertimbangan, antara lain sebagai berikut:

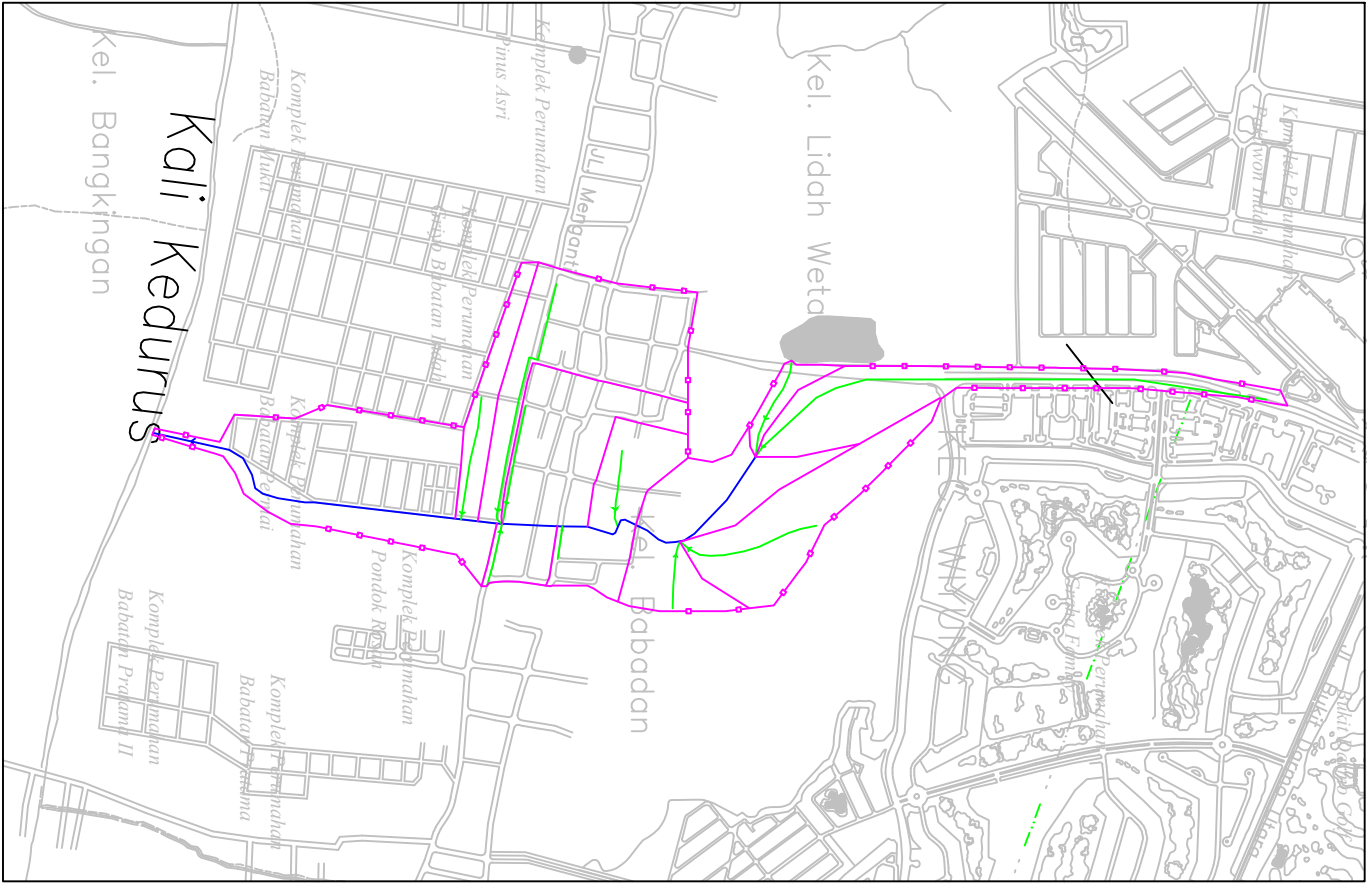
1. Untuk perencanaan pembangunan pemukiman harus meninjau sistem drainase yang boleh dikeluarkan agar tidak membebani saluran pembuang.
2. Perlu dilakukan peninjauan ulang terhadap SDMP yang telah ada, karena terhadap perubahan sistem jaringan drainase baik karena efek penggunaan lahan ataupun efek lainnya
3. Untuk pembangunan saluran agar dapat menimbang faktor, baik kawasan tanah yang tersedia, pemukiman penduduk dan faktor lainnya
4. Adanya pemeliharaan rutin terhadap saluran dan fasilitas drainase lainnya agar tidak memperkecil dimensi yang disediakan dalam perencanaan, karena efek sedimentasi.
5. Untuk pembangunan kolam tampung harus diperhitungkan dengan alternatif lainnya sehingga mendapatkan penggunaan yang terbaik.

## DAFTAR PUSTAKA

- Chow V.T.1992.**Hidrolika Saluran Terbuka**. Diterjemahkan oleh Rosalina E.V.N. Jakarta: Erlangga.
- Departemen Pekerjaan Umum (2006). Perencanaan Sistem Drainase Jalan, Pedoman Konstruksi dan Bangunan Pd T-02-2006-B.
- Lasminto, Umboro. 2010. **Modul Hidrologi**. Surabaya Pd T-02-2006.B. **Pedoman Perencanaan Sistem Drainase Jalan**. Pedomen Konstruksi dan Bangunan. 2006
- SDMP (*Surabaya Drainage Master Plan*) 2012, BAPPEKO Surabaya
- Sofia, Fifi. 2006. **Modul Drainase**. Surabaya
- Soemarto. CD. 1999. **Hidrologi Teknik**. Jakarta : Erlangga
- Soewarno. 1995. **Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data**. Bandung: NOVA.
- Sri Harto Br. 1993. **Analisis Hidrologi**. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.
- Suripin. 2004. **Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan**. Yogyakarta : ANDI OFFSET
- Triatmodjo, Bambang. 2014. **Hidrologi Terapan**. Cetakan keempat. Yogyakarta: Beta Offset Yogyakarta.

“halaman sengaja dikosongkan

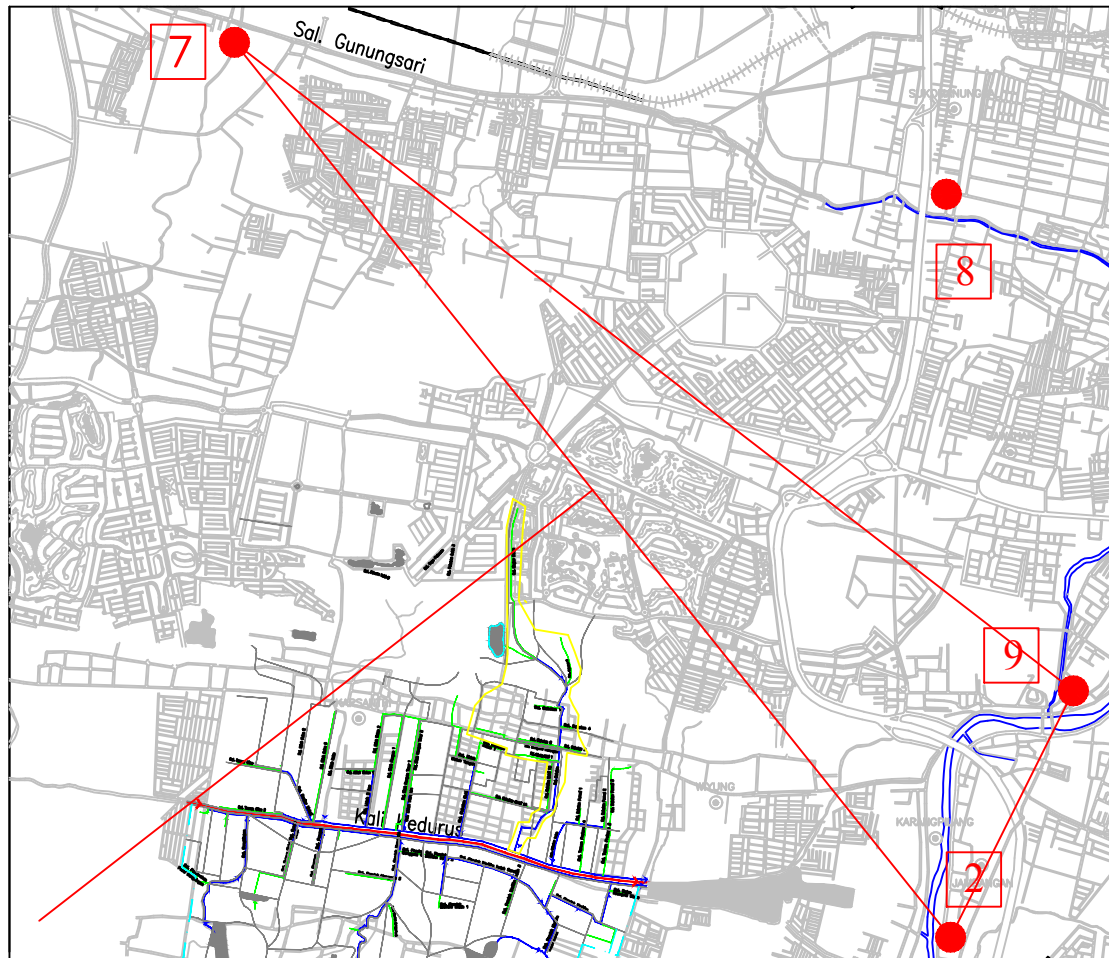
LAMPIRAN



KETERANGAN :  
— SALURAN PRIMER  
— SALURAN SEKUNDER  
— BATAS DAS UNESA

JURUSAN TEKNIK SIPIL PROGAM STUDI S1 REGULER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	
JUDUL TUGAS AKHIR	
Perencanaan Ulang Saluran Sekunder Babatan Surabaya	
NAMA GAMBAR	
DENAH DAS SALURAN SEKUNDER BABATAN	
NAMA MAHASISWA / NRP	
Fitrandi Firdaus/ 3113100012	
DOSEN PEMBIMBING	
Dr. Ir. Wasis W, M.Sc	
NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1	11
SKALA GAMBAR	
1:25.000	
HALAMAN	
109	





- Lokasi Stasiun  
Penakar Curah Hujan
2. Kebon Agung  
7. Kandangan  
8. Banyu Urip  
9. Gunung Sari

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI S1 REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Ulang Saluran  
Sekunder Babatan Surabaya

NAMA GAMBAR

POLA POLY THIESSIE

NAMA MAHASISWA / NRP

Fitranda Firdaus/  
3113100012

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Wasis W, M.Sc

NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

2

11

SKALA GAMBAR

1:50.000

HALAMAN

110

Saluran Lingkar Dalam

Luas	26 ha
Panjang	1.023 km

S12

Saluran Waduk

Luas	2 ha
Panjang	190m

Luas	4 ha
Panjang	370.5m

Sal. Sek. Babatan

Luas	4.3 ha
Panjang	224m

Luas	0.06ha
Panjang	59m

S11

Sal. Babatan 5 atas

S10

Sal. Babatan 5 kanan

Luas	0.84ha
Panjang	127m

Luas	9.8ha
Panjang	90m

Sal. Babatan 1

Luas	5.5ha
Panjang	225m

S9

Luas	1.2ha
Panjang	162m

Sal. Babatan 4

Luas	3.3ha
Panjang	95m

S8

Luas	1.4ha
Panjang	166m

Sal. Babatan 3

Luas	4.9ha
Panjang	294m

S7

Luas	14ha
Panjang	530m

Sal. Menganti Karang

Luas	0.23ha
Panjang	69m

S6

Sal. Babatan 2

Luas	0.58ha
Panjang	102m

Sal. Babatan Mukti 1

S5

Luas	0.06ha
Panjang	375m

Luas	2.5ha
Panjang	329m

Sal. Sek. Babatan

Luas	15.65ha
Panjang	1038m

Kali Kedurus  
Pembuangan Akhir

Keterangan :

- : Saluran Primer
- : Saluran Sekunder
- : Saluran Tersier

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGAM STUDI S1 REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Ulang Saluran  
Sekunder Babatan Surabaya

NAMA GAMBAR

SKEMA EKSISTING  
DRAINASE SEKUNDER  
BABATAN

NAMA MAHASISWA / NRP

Fitranda Firdaus/  
3113100012

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Wasis W, M.Sc

NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

3

11

SKALA GAMBAR

1:25.000

HALAMAN

111

Saluran Lingkar Dalam

Luas	26 ha
Panjang	1.023 km

S12

Saluran Waduk

Kolam Tampung

Luas	2 ha
Panjang	190m

S11

Sal. Babatan 5 atas

Luas	4.3 ha
Panjang	224m

S10

Sal. Babatan 5 kanan

Luas	0.84ha
Panjang	127m

Luas	0.06ha
Panjang	59m

S9

Luas	5.5ha
Panjang	225m

Luas	9.8ha
Panjang	90m

Sal. Babatan 1

S8

Luas	1.2ha
Panjang	162m

Luas	3.3ha
Panjang	95m

S7

Sal. Babatan 4

Luas	4.9ha
Panjang	294m

S6

Sal. Babatan 3

Luas	0.23ha
Panjang	69m

Luas	14ha
Panjang	530m

Sal. Menganti Karang

S5

Sal. Babatan 2

Luas	0.06ha
Panjang	375m

Luas	0.58ha
Panjang	102m

Sal. Babatan Mukti 1

Luas	2.5ha
Panjang	329m

Sal. Sek. Babatan

Luas	15.65ha
Panjang	1038m

Kali Kedurus  
Pembuangan Akhir

Keterangan :



: Kolam Tampung



: Saluran Primer



: Saluran Sekunder



: Saluran Tersier

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGAM STUDI S1 REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Ulang Saluran  
Sekunder Babatan Surabaya

NAMA GAMBAR

SKEMA PERENCANAAN  
DRAINASE SEKUNDER  
BABATAN

NAMA MAHASISWA / NRP

Fitranda Firdaus/  
3113100012

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Wasis W, M.Sc

NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

4

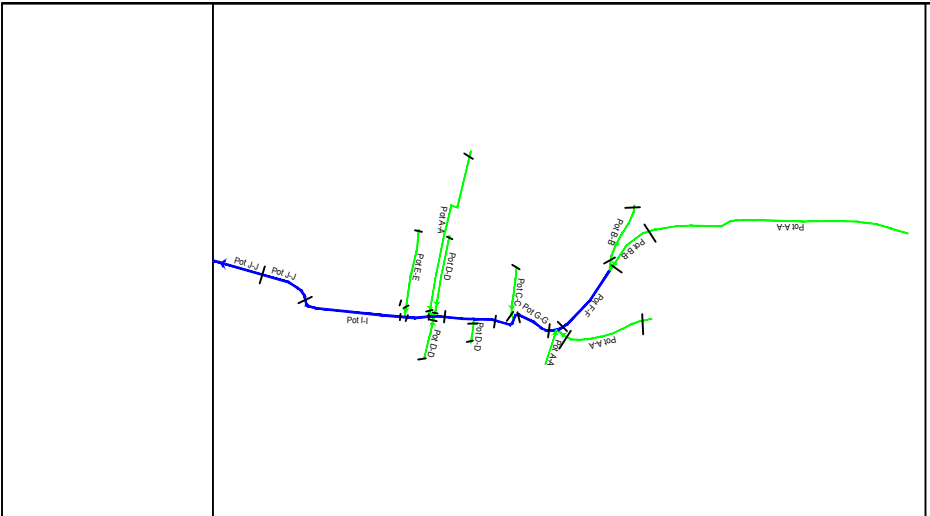
11

SKALA GAMBAR

1:25.000

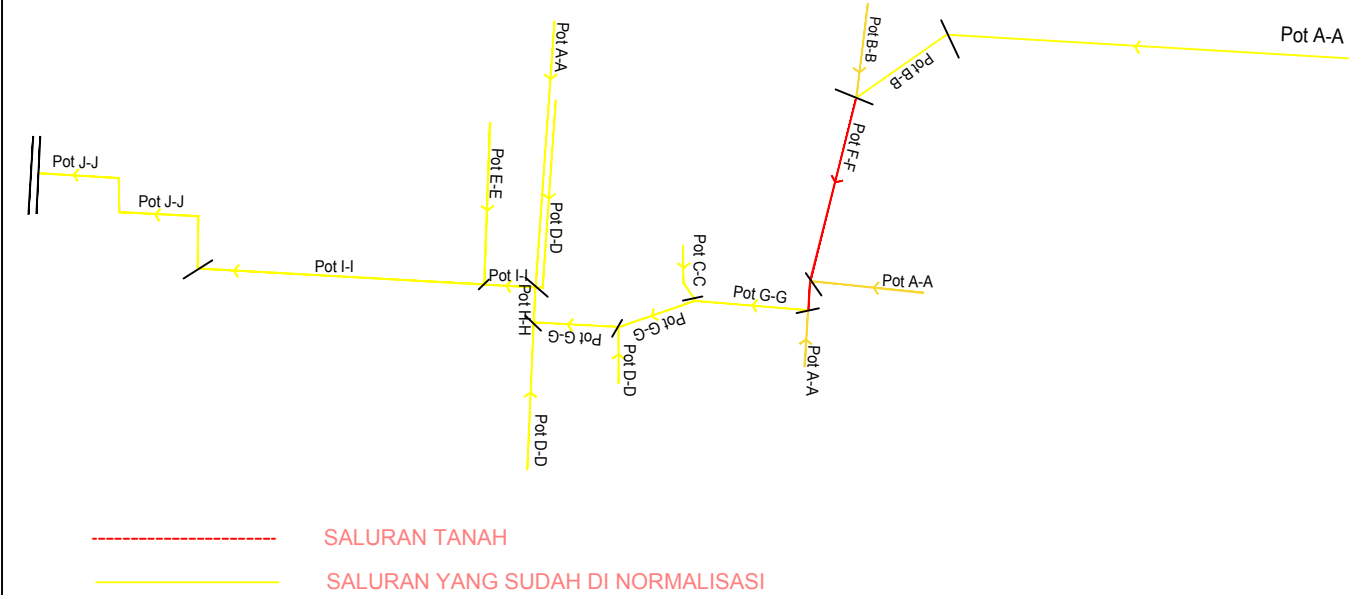
HALAMAN

112



KETERANGAN PANJANG SALURAN	
SALURAN POT A	= 1684 M
SALURAN POT B	= 410 M
SALURAN POT C	= 90 M
SALURAN POT D	= 764 M
SALURAN POT E	= 329 M
SALURAN POT F	= 429.5 M
SALURAN POT G	= 553 M
SALURAN POT H	= 69 M
SALURAN POT I	= 670 M
SALURAN POT J	= 386 M

JURUSAN TEKNIK SIPIL PROGAM STUDI S1 REGULER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	
JUDUL TUGAS AKHIR	
Perencanaan Ulang Saluran Sekunder Babatan Surabaya	
NAMA GAMBAR	
DENAH EKSISTING SALURAN SEKUNDER BABATAN	
NAMA MAHASISWA / NRP	
Fitrandi Firdaus/ 3113100012	
DOSEN PEMBIMBING	
Dr. Ir. Wasis W, M.Sc	
NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
5	11
SKALA GAMBAR	
1:25.000	
HALAMAN	
113	





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 PROGRAM STUDI S1 REGULER  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Ulang Saluran  
 Sekunder Babatan Surabaya

NAMA GAMBAR

Gambar Eksisting  
 Saluran

NAMA MAHASISWA / NRP

Fitranda Firdaus/  
 3113100012

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Wasis W, M.Sc

NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

6

11

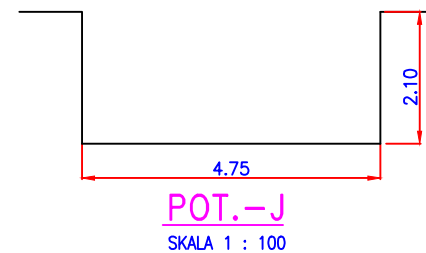
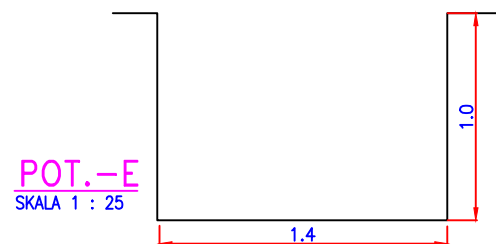
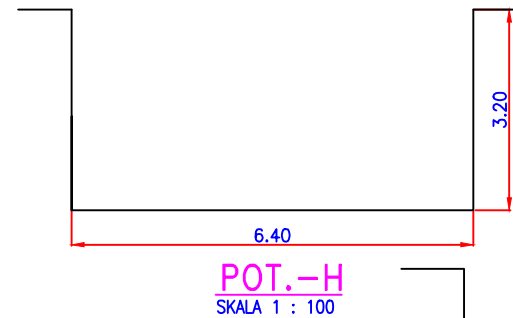
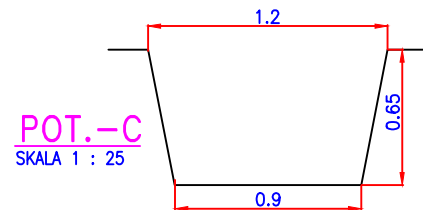
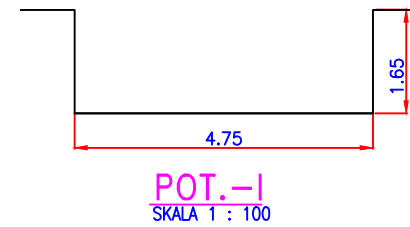
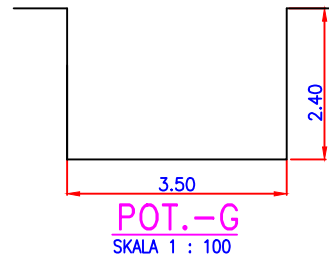
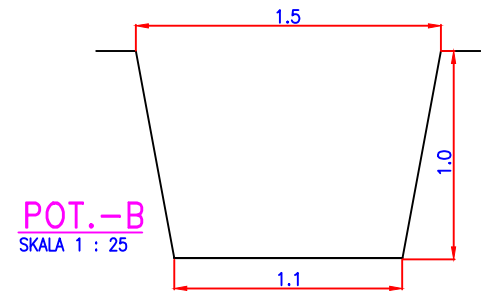
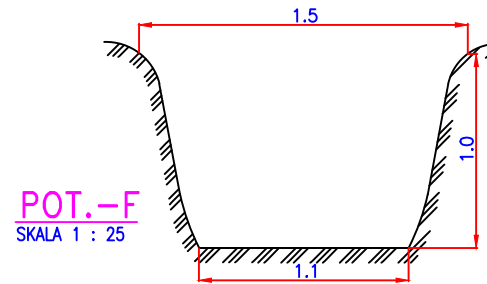
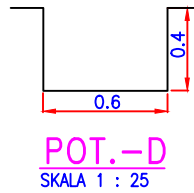
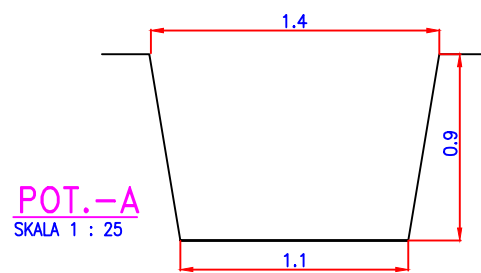
SKALA GAMBAR

1:25.000

HALAMAN

114





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGAM STUDI S1 REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Ulang Saluran  
Sekunder Babatan Surabaya

NAMA GAMBAR

DATA PENGUKURAN PENAMPANG  
EKSISTING SALURAN SEKUNDER  
BABATAN

NAMA MAHASISWA / NRP

Fitranda Firdaus/  
3113100012

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Wasis W, M.Sc

NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

7

11

SKALA GAMBAR

HALAMAN

115



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 PROGRAM STUDI S1 REGULER  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Ulang Saluran  
 Sekunder Babatan Surabaya

NAMA GAMBAR

PETA PERENCANAAN SALURAN  
 SEKUNDER UNESA DAN KOLAM  
 TAMPUNG

NAMA MAHASISWA / NRP

Fitranda Firdaus/  
 3113100012

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Wasis W, M.Sc

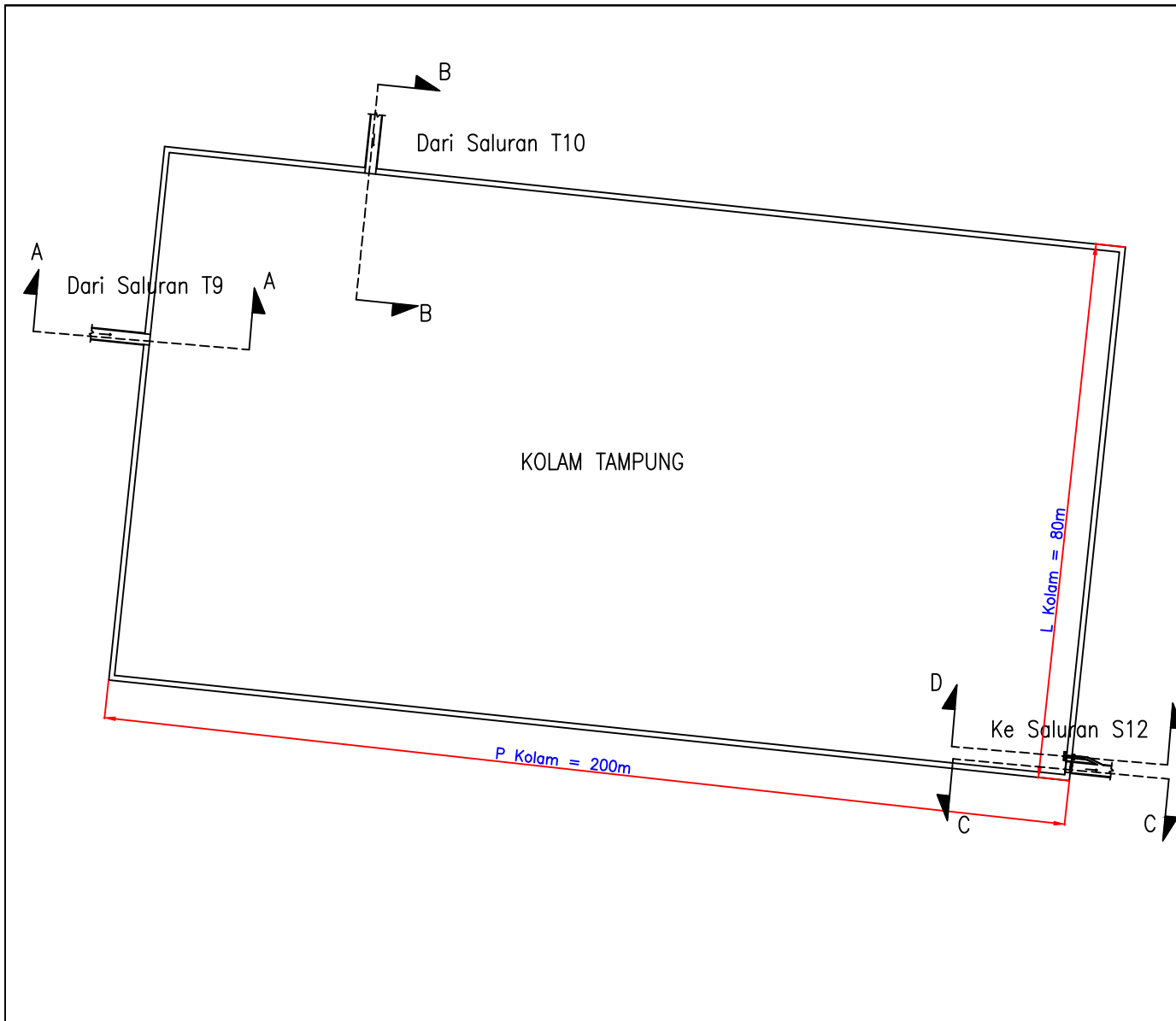
NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
8	11

SKALA GAMBAR

1:25.000

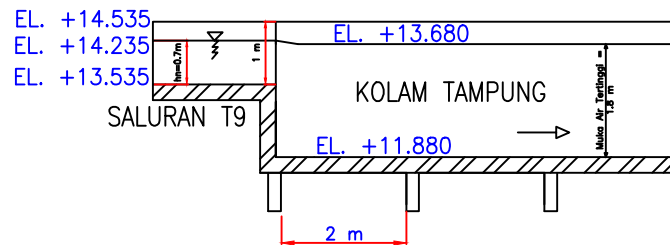
HALAMAN

116

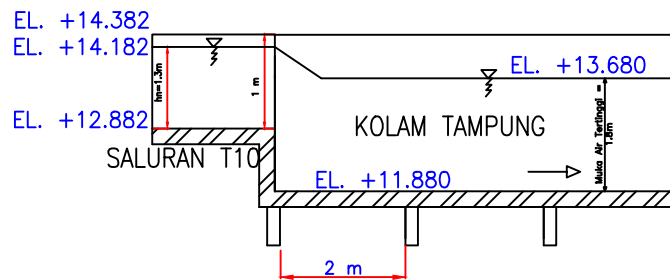


JURUSAN TEKNIK SIPIL PROGAM STUDI S1 REGULER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	
JUDUL TUGAS AKHIR	
Perencanaan Ulang Saluran Sekunder Babatan Surabaya	
NAMA GAMBAR	
DESAIN PERENCANAAN KOLAM TAMPUNG	
NAMA MAHASISWA / NRP	
Fitrandu Firdaus/ 3113100012	
DOSEN PEMBIMBING	
Dr. Ir. Wasis W, M.Sc	
NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
9	11
SKALA GAMBAR	
1:25.000	
HALAMAN	
117	

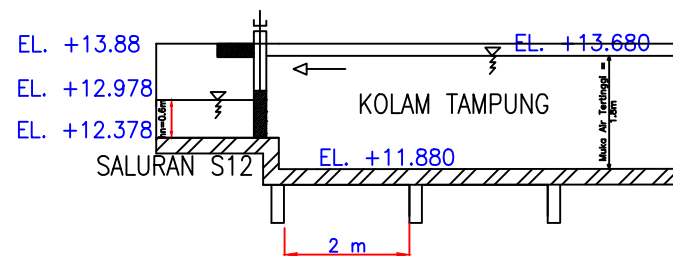




**POT.-A**  
SKALA 1 : 100



**POT.-B**  
SKALA 1 : 100



**POT.-C**  
SKALA 1 : 100

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGAM STUDI S1 REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Ulang Saluran  
Sekunder Babatan Surabaya

NAMA GAMBAR

POTONGAN PADA  
KOLAM TAMPUNG

NAMA MAHASISWA / NRP

Fitranda Firdaus/  
3113100012

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Wasis W, M.Sc

NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

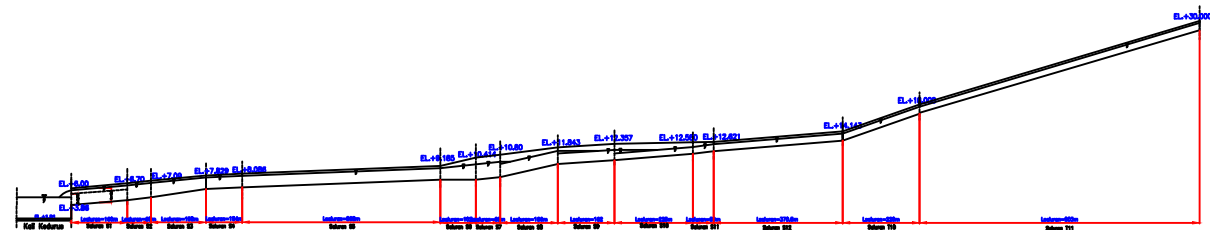
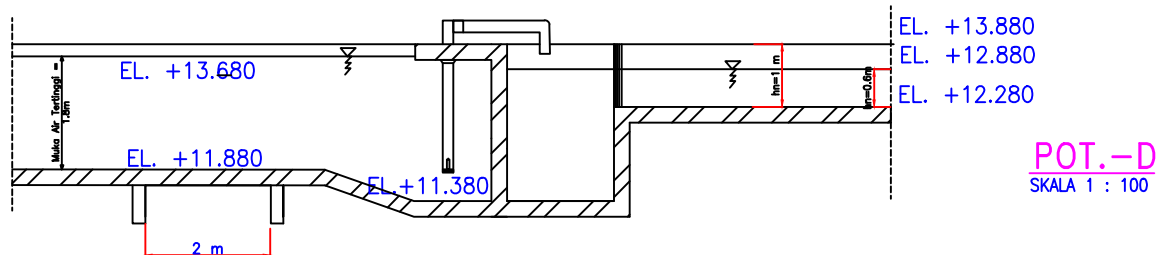
10

11

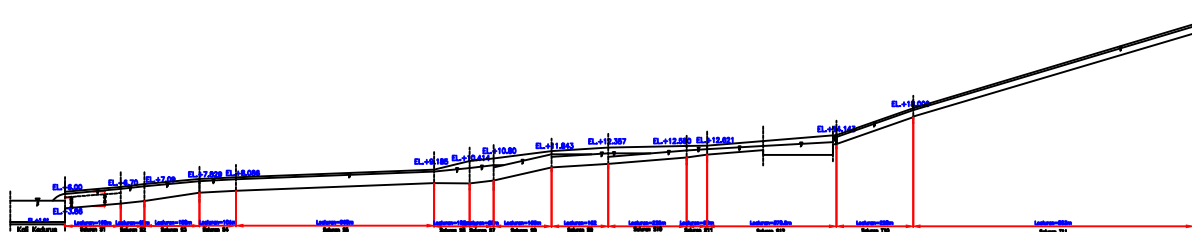
SKALA GAMBAR

HALAMAN

118



**DENAH MEMANJANG SALURAN**  
SKALA 1 : 500



**DENAH MEMANJANG SALURAN**  
SKALA 1 : 500

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
PROGAM STUDI S1 REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Ulang  
Saluran Sekunder  
Babatan Surabaya

NAMA GAMBAR

DENAH MEMANJANG  
SALURAN DAN  
POTONGAN DI KOLAM  
TAMPUNG

NAMA MAHASISWA / NRP

Fitranda Firdaus/  
3113100012

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Wasis W, M.Sc

NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

11

11

SKALA GAMBAR

HALAMAN

119

**BIODATA PENULIS**

Penulis bernama Fitrandi Firdaus yang biasa dipanggil “Randa” lahir di Padang, 4 Maret 1995. Penulis bertempat tinggal di Lubuk Gading 1, Lubuk Buaya, Padang. Pendidikan formal yang telah diselesaikan adalah di TK Cahaya Bunda, SDN 11 Padang (2001-2007), MTsN Lubuk Buaya Padang (2007-2010), dan SMA Negeri 1 Padang (2010-2013). Setelah lulus dari SMA penulis diterima di Jurusan Teknik Sipil ITS dengan NRP 3113100012.

Segala kritik dan saran yang membangun akan diterima oleh penulis untuk perbaikan kedepannya. Jika ada keperluan atau ingin berdiskusi dengan penulis dapat dihubungi melalui email [fitrandafirdaus@gmail.com](mailto:fitrandafirdaus@gmail.com). Dengan segala ketulusan hati penulis mengucapkan terimakasih kepada pembaca.